ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 14

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-И.14-69

Москва — 1970

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 14

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-И.14-69

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
18 апреля 1969 г.

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1970

УДК 624.012.35.04.626/627.001.24(083.75)

Глава СНиП II-И.14-69 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования» разработана в развитие главы СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования». С вводом в действие главы СНиП II-И.14-69 с 1 января 1970 г. утрачивают силу «Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» (СН 55-59).

Глава СНиП II-И.14-69 разработана институтами ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, Гидропроект им. С. Я. Жука Минэнерго СССР и Гипроречтранс Минречфлота РСФСР с участием институтов Союзморниипроект Минморфлота, Гипроводхоз Минводхоза СССР, ТНИСГЭИ им. А. В. Винтера Минэнерго СССР, ЛПИ им. М. И. Калинина и НИИЖБ Госстроя СССР.

Редакторы: кандидаты техн. наук *Е. И. Дышко* (Госстрой СССР), *А. В. Швецов* (ВНИИГ), инженеры *Ю. Е. Чумичев* (Гидропроект), *З. Г. Корф* (Гипроречтранс).

3—2—4

План III кв. 1969 г., № 1/2

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-И.14-69
	Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования	Взамен СН 55-59

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие нормы распространяются на проектирование несущих бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, находящихся постоянно или периодически под воздействием водной среды и выполняемых из гидротехнического бетона.

Примечания: 1. Настоящие нормы не распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, входящих в состав мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями автомобильных и железных дорог.

2. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций, не подвергающихся воздействию водной среды и являющихся самостоятельными конструкциями (например, конструкции машинного здания ГЭС), производится в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

1.2. Несущие бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений надлежит проектировать в соответствии с требованиями настоящей главы СНиП и глав СНиП: II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования». II-И.1-62* «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования»; II-И.2-62 «Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования»; II-И.3-62* «Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования», а также в соответствии с требованиями общесоюзных строительных норм проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений следует также учитывать требования глав СНиП и других общесоюзных нормативных документов, относящихся к материалам, к правилам производства строительных работ и к особым условиям строительства в сейсмических районах, в Северной строительно-климатической зоне и в зоне распространения просадочных грунтов.

1.3. При проектировании конструкций гидротехнических сооружений I класса, а при наличии обоснований также сооружений II класса капитальности рекомендуется составлять индивидуальные технические условия, которые регламентируют определяемые конкретными условиями строительства дополнительные положения проектирования, не отраженные в настоящих нормах или в нормах проектирования отдельных видов сооружений.

1.4. При проектировании необходимо предусматривать такие бетонные и железобетонные конструкции (монолитные, сборно-монолитные, сборные), применение которых обеспечивает индустриализацию и механизацию строительных работ, сокращение срока и снижение стоимости строительства.

1.5. Типы конструкций, основные размеры их элементов, а также степень насыщения железобетонных конструкций арматурой должны приниматься на основании технико-экономического сравнения вариантов при которых обеспечиваются требуемые эксплуатационные качества и достаточная надежность и долговечность сооружения.

1.6. Для получения наиболее выгодного сочетания сил и напряженного состояния конструкций рекомендуется использовать в период строительства принцип искусственного регулирования усилий путем устройства временных швов, целесообразной последовательности ведения работ, выполнения конструктивных мероприятий по созданию предва-

Внесены Министерством энергетики и электрификации СССР	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 18 апреля 1969 г.	Срок введения 1 января 1970 г.

рительного напряжения за счет собственного веса и т. д.

Предусматриваемая в проекте последовательность возведения сооружения должна обеспечивать наиболее эффективную статическую работу конструкций в строительный и эксплуатационный периоды.

1.7. Рекомендуется предусматривать предварительное напряжение в элементах, работающих в условиях эксплуатации или при транспортировке и монтаже на изгиб, осевое или внецентренное растяжение и внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом, в сжатых элементах — при ударной и вибрационной нагрузках и особенно в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, трещиностойкость или ограничение ширины раскрытия трещин величиной 0,05 *мм*.

1.8. При проектировании новых конструкций, недостаточно апробированных практикой проектирования и строительства, а также в сложных случаях статической и динамической работы сооружений и их элементов рекомендуется проведение специальных исследований. Проведение таких исследований является обязательным, если нарушение нормальной работы или повреждение конструкций в процессе строительства или эксплуатации сооружения может привести к катастрофическим последствиям.

1.9. Проектом должны предусматриваться мероприятия для уменьшения вредного влияния температурно-усадочных воздействий.

1.10. Следует предусматривать с надлежащим экономическим обоснованием технологические и конструктивные мероприятия, способствующие повышению водонепроницаемости бетона и уменьшению противодавления, как, например: укладку бетона повышенной водонепроницаемости со стороны напорной поверхности; применение специальных добавок к бетону (воздухововлекающих, поверхностно-активных и др.); гидроизоляцию напорных, а в некоторых случаях (например, в морских гидросооружениях) наружных поверхностей конструкций; применение конструкций, имеющих наивыгоднейшую в статическом отношении конфигурацию сечений, подверженных действию противодавления (тавровое, коробчатое сечения и т. д.); обжатие бетона и предварительное натяжение арматуры со стороны напорных граней, а в некоторых случаях (например, в конструкциях морских гидротехнических сооружений) — наружных поверхностей сооружений.

1.11. Проектирование разрезки бетонных и железобетонных конструкций сооружения на блоки бетонирования или сборно-монолитные секции должно иметь целью: снижение температурно-усадочных напряжений в бетоне в процессе возведения сооружения; снижение усилий, вызванных неравномерной осадкой частей сооружения в строительный период; соблюдение требуемой интенсивности работ по возведению сооружения; унификацию армоконструкций, опалубки, сборных элементов и т. п.

Одновременно необходимо стремиться к возможно наименьшему ослаблению конструкций сооружения временными швами и наиболее рациональному, с учетом распределения усилий, размещению стыков арматуры.

1.12. Стыки элементов сборных конструкций должны обеспечивать прочность, жесткость, трещиностойкость, водонепроницаемость или грунтонепроницаемость и долговечность соединений. Следует, как правило, проектировать такие конструкции, в которых стыки являются нерабочими или преимущественно работают на сжатие.

Сварные стыки элементов сборных конструкций должны обеспечивать возможность контроля качества сварки. Следует предусматривать специальную последовательность и режим сварки для уменьшения температурных напряжений в стыке.

1.13. В рабочих чертежах конструкций следует указывать марки бетона, вид арматуры и способы ее стыкования, толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры, сроки распалубки, в необходимых случаях — мероприятия по антикоррозионной защите, по снижению температурно-усадочных напряжений, расчетные схемы и нагрузки и т. п.

Для элементов сборных конструкций должны быть также указаны места для захвата элементов при подъеме и монтаже, места их опирания при транспортировке и складировании, характер обработки стыкуемых поверхностей, монтажная прочность элементов и приведены схемы поверочных испытаний.

Для предварительно напряженных элементов следует, кроме того, указывать величину усилий и последовательность натяжения арматуры, условия и порядок отпуска натянутой арматуры, разность температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств при термообработке (пропаривании) элементов, принятую для определения потерь предварительного напряжения.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

БЕТОН ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЙ

2.1. Гидротехнический бетон, применяемый для бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, должен удовлетворять требованиям ГОСТ 4795—68 «Бетон гидротехнический. Технические требования».

2.2. Проектные марки гидротехнического бетона должны устанавливаться в соответствии с указанным выше ГОСТом.

При выборе проектной марки бетона по определяющему в каждом конкретном случае признаку остальные его свойства и состав устанавливаются испытаниями бетона и бетонных смесей в соответствии с ГОСТ 4800—59 и ГОСТ 4799—69.

Марки бетона по прочности при сжатии и растяжении выбираются не ниже получающихся при удовлетворении требований по морозостойкости и водонепроницаемости.

2.3. При предварительном выборе проектных марок бетона допускается при отсутствии данных испытаний пользоваться табл. 1, устанавливающей средние соотношения между марками бетона на портландцементе.

Таблица 1

Связь между проектными марками бетона на портландцементе по водонепроницаемости, морозостойкости и прочности при сжатии

Проектные марки бетона	Связь между проектными марками бетона				
Марка по водонепроницаемости . .	В2	В4	В6	В8	В12
Марка по морозостойкости	Мрз50	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300
Марка по прочности при сжатии .	100	150	200	250	350

2.4. В напорных железобетонных конструкциях, рассчитываемых по раскрытию трещин, и в нетрещиностойких конструкциях безнапорных морских сооружений проектная марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже В6.

2.5. Для конструкций и их элементов, образование трещин в которых недопустимо или эксплуатационные качества которых определяются работой растянутого бетона, следует задавать проектные марки бетона по прочности при растяжении.

2.6. Для предварительно напряженных элементов рекомендуется принимать проектные марки бетона по прочности при сжатии: не менее 300 — для конструкций со стержневой арматурой и не менее 400 — для конструкций с высокопрочной арматурной проволокой.

2.7. В конструкциях, подлежащих расчету на выносливость, применение бетона проектной марки по прочности при сжатии ниже 200 не рекомендуется.

2.8. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается применение бетонов на легких заполнителях. Физико-механические характеристики бетонов устанавливаются в этом случае специальными лабораторными исследованиями.

АРМАТУРА

2.9. Вид, класс и марка стали для армирования железобетонных конструкций, для изготовления подъемных (монтажных) петель в сборных элементах, а также для закладных деталей и соединительных связей должны удовлетворять требованиям действующих государственных стандартов и технических условий.

Арматурная сталь выбирается в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» и «Указаний по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры» (СН 390-69).

2.10. Применение высокопрочной проволоки диаметром менее 5 *мм* и изделий из нее (пряди, канаты и др.) в морских сооружениях, а также в речных сооружениях, которые находятся в условиях воздействия агрессивных вод, приближающихся по степени агрессивности к морской воде, допускается лишь при условии обеспечения трещиностойкости конструкций в соответствии с указаниями раздела 8 настоящей главы СНиП либо при наличии надежной антикоррозионной защиты.

2.11. В трещиностойких конструкциях без предварительного напряжения рекомендуется применение стали с нормативным сопротивлением не более 3000 *кг/см*^{2} (имея при этом в виду те стали, применение которых допускается в соответствующих условиях для конструкций гидротехнических сооружений).

3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

3.1. Расчетные сопротивления бетона и арматуры определены (с округлением) как произведение нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности и коэффициенты условий работы. В необходимых случаях учитываются дополнительные коэффициенты условий работы бетона и арматуры.

Значения нормативных сопротивлений и коэффициентов однородности бетона, а также коэффициентов однородности арматуры принимаются по приложению 1 к настоящей главе СНиП. Значения нормативных сопротивлений арматуры принимаются в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62 и СН 390-69. Значения основных и дополнительных коэффициентов условий работы бетона и арматуры принимаются по пп. 3.2 и 3.8 настоящей главы СНиП.

БЕТОН

3.2. Значения расчетных сопротивлений бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций на прочность должны приниматься по табл. 2 с умножением в указанных ниже случаях на дополнительные коэффициенты условий работы бетона $m_б$, учитываемые независимо друг от друга.

При установлении проектной марки бетона по прочности на растяжение и соблюдении требований, относящихся к подбору состава и испытаниям бетона, значения расчетных сопротивлений бетона при растяжении $R_р$ следует умножать на коэффициент $m_б = 1{,}1$.

Для бетонов, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах с применением автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих, значения расчетных сопротивлений бетона сжатию $R_{пр}$ и $R_и$ допускается умножать на коэффициент $m_б = 1{,}1$ при условии, что систематическим контролем коэффициента однородности бетона при осевом сжатии или сжатии при изгибе подтверждено соответствующее повышение этого коэффициента не менее чем на 0,05 против значений, указанных в табл. 2 приложения 1 к настоящей главе СНиП.

При наличии специальных обоснований, подтвержденных исследованиями, значения коэффициента $m_б$ могут приниматься больше 1,1.

3.3. Для элементов, толщина (длина) которых больше наименьшего размера сечения, величина предела прочности бетона при местном сжатии (смятии) при частичном загружении площади сечения определяется по формуле

$$R_{см} \leqslant R_{пр} \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}, \qquad (1)$$

где F — площадь всего сечения;

F_1 — площадь сечения, по которой передается усилие при местном смятии.

Таблица 2

Расчетные сопротивления бетона в *кг/см²*

Вид напряженного состояния	Обозначение расчетного сопротивления	Тип конструкций	Проектная марка бетона по прочности на сжатие							
			100	150	200	250	300	350	400	500
			Проектная марка бетона по прочности на растяжение							
			Р11	Р15	Р18	Р20	Р23	—	Р27	Р31
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{пр}$	Железобетонные	44	65	80	105	130	150	170	200
		Бетонные				95	115	135	150	—
Сжатие при изгибе	$R_и$	Железобетонные	55	80	100	130	160	180	210	250
		Бетонные				115	140	160	190	—
Растяжение осевое	$R_р$	Железобетонные	4,5	5,8	7,2	9	10,5	11,5	12,5	14
		Бетонные	4	5,2	6,4	7,2	8,4	9,2	10	—

Примечание. В значения расчетных сопротивлений бетона, приведенных в табл. 2, включены следующие основные коэффициенты условий работы бетона:

а) для сжатого бетона проектной марки > 200 при расчете прочности бетонных конструкций $m_б = 0{,}9$;

б) для растянутого бетона проектной марки < 200 при расчете прочности бетонных конструкций $m_б = 0{,}9$; то же, проектной марки > 200 $m_б = 0{,}8$;

в) для сжатого бетона проектной марки 500 $m_б = 0{,}95$.

Принимаемая в расчете величина отношения $\frac{R_{см}}{R_{пр}}$ должна быть не более 1,5.

3.4. Расчетные сопротивления бетона для расчета железобетонных конструкций на выносливость $R'_{прN}$ и $R'_{иN}$, а также нормативные сопротивления бетона для расчета на трещиностойкость и по раскрытию трещин при действии многократно повторяющихся нагрузок $R^{н}_{рN}$ вычисляются по формуле

$$R'_{бN} = 1{,}3\,R_б - \frac{\lg N}{\lg 2\cdot 10^6}\,(1{,}3R_б - R'_б), \qquad (2)$$

где $R_{бN}$ — расчетные сопротивления $R'_{прN}$ и $R'_{иN}$ или нормативное сопротивление $R^{н'}_{рN}$ при расчетном числе циклов загружений $N \neq 2\cdot 10^6$;

$R_б$ — расчетные сопротивления $R_{пр}$ и $R_и$ или нормативное сопротивление $R^{н}_{р}$, определяемые по пп. 3.1 и 3.2;

N — число циклов загружений за расчетный период эксплуатации сооружения, устанавливаемый с учетом норм амортизационных отчислений для данного вида сооружений;

$R'_б$ — расчетные сопротивления $R'_{пр}$ и $R'_и$ или нормативное сопротивление $R^{н'}_{р}$ при числе загружений $N = 2\cdot 10^6$.

Значения $R'_б$ вычисляются путем умножения соответствующих расчетных $R_{пр}$, $R_и$ или нормативного $R^{н}_{р}$ сопротивлений бетона на коэффициент $k_{ρб}$, принимаемый по табл. 3 в зависимости от характеристики цикла напряжений в бетоне

$$ρ_б = \frac{σ_{б.мин}}{σ_{б.макс}},$$

где $σ_{б.мин}$ и $σ_{б.макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в бетоне, возникающих при нормативных нагрузках.

Расчетные характеристики циклов устанавливаются индивидуальными техническими условиями на проектирование отдельных видов сооружений.

Минимальное число циклов загружений $N_{мин}$, при превышении которого необходимо рассчитывать железобетонные конструкции на выносливость бетона, на трещиностойкость и по раскрытию трещин при многократно повторяющихся загружениях, устанавливается в зависимости от величины $ρ_б$ по табл. 4.

Таблица 3

Коэффициенты $k_{ρб}$

$ρ_б$	≤0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	≥0,8
$k_{ρб}$	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0

Примечания: 1. Значения коэффициентов $k_{ρб}$ даны с учетом повышения прочности бетона к тому времени, когда число циклов загружения окажется настолько велико, что потребуется проверка выносливости конструкции.

2. Прочность бетона, марка которого установлена в возрасте 180 дней, принята повышенной в среднем на 15% для всех проектных марок бетона.

Если условия эксплуатации конструкции или технология ее возведения обеспечивают прирост прочности бетона больше указанного выше, то значения $k_{ρб}$ могут быть увеличены на 0,1; при этом значения $k_{ρб}$ должны быть не более 1,0.

3. Значения коэффициентов $k_{ρб}$ для бетона, марка которого установлена в возрасте 28 дней, принимаются по главе СНиП II-В.1-62.

Таблица 4

Минимальные числа циклов загружений $N_{мин}$

$ρ_б$	≤0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$N_{мин}$	$3\cdot 10^3$	$6\cdot 10^3$	10^4	$2\cdot 10^4$	$3\cdot 10^4$	$6\cdot 10^4$	$2\cdot 10^5$	$2\cdot 10^6$	10^8

3.5. Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$ принимаются по табл. 5 (за начальный модуль упругости бетона принимается отношение нормального напряжения в бетоне σ к его относительной деформации ε при величине напряжения $σ \leqslant 0{,}2\ R^{н}_{пр}$).

Таблица 5

Начальные модули упругости бетона $E_б$ в *кг/см²*

Марка бетона	100	150	200	250	300	350	400	500
$E_б$	190 000	230 000	265 000	290 000	315 000	330 000	350 000	380 000

Значения модуля упругости, характеризующего деформативность железобетонного элемента конструкции после образования в нем трещин (см. п. 8.3), разрешается принимать

равным 0,7 $E_б$ для бетона марок $\geqslant$ 200 и 0,65 $E_б$ для бетона марок 100 и 150.

При расчетах напряжений, усилий и деформаций, возникающих в бетоне, прочность которого не достигла проектной, значения модулей упругости принимаются в соответствии с имеющимися опытными данными.

3.6. Начальный коэффициент поперечной деформации бетона при сжатии (коэффициент Пуассона) при отсутствии опытных данных принимается равным $\nu = 0{,}15$.

Модуль сдвига для бетона принимается равным $G = 0{,}4\ E_б$.

3.7. Объемный вес бетона при отсутствии опытных данных допускается принимать по табл. 6.

Таблица 6

Объемный вес вибрированного бетона

Вид применяемого крупного заполнителя для бетона	Объемный вес бетона в *кг/м³*
Щебень или гравий из известняка или песчаника	2400
Щебень или гравий из изверженных пород	2500

Примечания: 1. Объемный вес железобетона при содержании арматуры менее 0,5% допускается принимать как для бетона по табл. 6. При более высоком проценте армирования объемный вес железобетона определяется как сумма объемного веса бетона и 0,7 веса арматуры, содержащейся в 1 *м³* конструкции.

2. При типовом проектировании объемный вес бетона допускается принимать равным 2400 *кг/м³* и железобетона 2500 *кг/м³*.

АРМАТУРА

3.8. Расчетные сопротивления арматуры при расчете железобетонных конструкций на прочность следует принимать по табл. 7 и 8.

Таблица 7

Расчетные сопротивления арматуры

Вид арматуры	Расчетные сопротивления арматуры в *кг/см²*	
	растянутой $R_а$	сжатой $R_{а.с}$
1. Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, также полосовая, угловая и фасонная группы марок Ст.3	2100	2100
2. Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II	2700	2700
3. То же, класса А-III	3400	3400
4. » » А-IV	5100	3600
5. » » А-V	6400	3600

Продолжение табл.

Вид арматуры	Расчетные сопротивления арматуры в *кг/см²*	
	растянутой $R_а$	сжатой $R_{а.с}$
6. Сталь, упрочненная вытяжкой, класса А-IIв:		
а) с контролем напряжений и удлинений	3700	2700
б) с контролем только удлинений без контроля напряжений	3250	2700
7. То же, класса А-IIIв:		
а) с контролем напряжений и удлинений	4500	3400
б) с контролем только удлинений без контроля напряжений	4000	3400
8. Проволока арматурная обыкновенная по ГОСТ 6727—53 (при применении в сварных сетках и каркасах):		
а) диаметром до 5,5 *мм*	3150	3150
б) » от 6 до 8 *мм*	2500	2500

Примечания: 1. В значения расчетных сопротивлений арматуры, приведенные в табл. 7, включены следующие значения основных коэффициентов условий работы арматуры:

а) для упрочненной вытяжкой растянутой арматуры, указанной в пп. 6 и 7 табл. 7, $m_а = 0{,}9$;

б) для арматуры, указанной в п. 8 табл. 7, $m_а = 0{,}7$.

2. Значения расчетных сопротивлений для арматуры из стали горячекатаной периодического профиля классов А-IV и А-V (пп. 4 и 5 табл. 7) должны умножаться на дополнительные коэффициенты условий работы, принимаемые по п. 2.5 СН 390-69.

3. При применении обыкновенной арматурной проволоки (п. 8 табл. 7) для хомутов вязаных каркасов значение расчетного сопротивления проволоки принимается как для горячекатаной стали класса А-I (см. п. 1 табл. 7).

4. Для элементов сборных конструкций при использовании в них арматуры, указанной в пп. 1—3 и 8 табл. 7, разрешается увеличивать значения расчетных сопротивлений этой арматуры в соответствии с примечанием к табл. 25 приложения 1 к настоящей главе СНиП.

3.9. При определении геометрических характеристик приведенного сечения элементов модули упругости арматуры допускается принимать по табл. 9.

3.10. Расчетные сопротивления растянутой стержневой арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость при расчетном числе циклов загружений $R'_{аN}$ вычисляются по формуле

$$R'_{а\,N} = 3{,}25\,R_а - \frac{\lg N}{\lg 2 \cdot 10^6}\,(3{,}25\,R_а - R'_а), \quad (3)$$

Таблица 8

Расчетные сопротивления высокопрочной арматурной проволоки

Вид арматурной проволоки	Диаметр арматурной проволоки в *мм*	Расчетные сопротивления арматурной проволоки в *кг/см²*	
		растянутой R_a	сжатой $R_{a.c}$
1. Проволока высокопрочная периодического профиля по ГОСТ 8480—63	3	12 200	При наличии сцепления арматуры с бетоном $R_{a.c}$=3600 При отсутствии сцепления арматуры с бетоном $R_{a.c}$=0
	4	11 500	
	5	10 800	
	6	10 200	
	7	9 600	
	8	8 900	
2. Проволока высокопрочная гладкая по ГОСТ 7348—63	3	11 500	
	4	10 800	
	5	10 200	
	6	9 600	
	7	8 900	
	8	8 300	

Примечания: 1. В значения расчетных сопротивлений арматурной проволоки, приведенные в табл. 8, включены следующие значения основных коэффициентов условий работы арматуры m_a:

а) для арматурной проволоки, указанной в п. 1—0,8;

б) для арматурной проволоки, указанной в п. 2—0,7.

2. В случае применения арматурных прядей и многопрядных канатов (тросов) значения расчетных сопротивлений и дополнительных коэффициентов условий работы принимаются по главе СНиП II-В.1-62, п. 3.6.

Таблица 9

Модули упругости арматуры E_a

Вид арматуры	Величина модуля упругости в *кг/см²*
1. Горячекатаная арматура из стали классов А-I, А-II и А-IIв	2 100 000
2. То же, из стали классов А-III, А-IIIв и А-IV	2 000 000
3. То же, из стали класса А-V	1 900 000
4. Проволока арматурная обыкновенная (ГОСТ 6727—53); проволока высокопрочная периодического профиля (ГОСТ 8480—63); проволока высокопрочная гладкая (ГОСТ 7348—63)	1 800 000

где R_a — расчетное сопротивление растянутой арматуры, определяемое по п. 3.8;

N — число циклов загружений за расчетный период эксплуатации сооружения, устанавливаемое с учетом норм амортизационных отчислений для данного вида сооружения;

R'_a — расчетное сопротивление арматуры на выносливость при числе циклов загружений $N=2\cdot10^6$ циклов.

Значения R'_a вычисляются по формуле

$$R'_a = 1{,}8\, R_a\, k_{\rho a}, \qquad (4)$$

где $k_{\rho a}$ — коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры, типа сварного стыка и характеристики цикла напряжений на снижение расчетного сопротивления арматуры при расчете на выносливость.

Формула (3) справедлива при $N \ll 2\cdot10^6$ циклов. Значения R'_{aN}, вычисленные по формуле (3), должны быть не более R_a. При числе циклов затружения $N>2\cdot10^6$ значения R'_{aN} принимаются равными R'_a.

Значения $k_{\rho a}$ вычисляются по формуле

$$k_{\rho a} = \frac{k_0\, k_c\, k_д}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{k_0\, k_c\, k_д}{1{,}8}\right)}, \qquad (5)$$

где k_0 — коэффициент, учитывающий класс арматуры и принимаемый по табл. 10;

Таблица 10

Коэффициенты k_0

Вид арматуры	k_0
1. Горячекатаная класса А-I	0,440
2. » » А-II	0,314
3. » » А-III	0,284

$k_д$ — коэффициент, учитывающий диаметр арматуры и принимаемый по табл. 11;

Таблица 11

Коэффициенты $k_д$

Диаметр арматуры в *мм*	20	30	40	60
Коэффициент $k_д$	1,0	0,90	0,85	0,80

Примечание. Для промежуточных значений диаметра арматуры величину коэффициента $k_д$ разрешается определять по линейной интерполяции.

k_c — коэффициент, учитывающий тип сварного стыка и принимаемый по табл. 12;

Таблица 12

Коэффициенты k_c

Тип сварного стыка	k_c
1. Контактная стыковая сварка с продольной механической зачисткой стыка заподлицо с поверхностью арматуры без ребер . .	1,0
2. Контактная стыковая сварка без механической зачистки стыка	0,8
3. Ванный стык при длине подкладки:	
а) 1,5 диаметра наименьшего из стыкуемых стержней	0,55
б) 3 диаметра наименьшего из стыкуемых стержней	0,65
в) 5 диаметров наименьшего из стыкуемых стержней	0,8
4. Парные симметричные накладки:	
а) двусторонний шов	0,55
б) односторонний »	0,60

Примечания: 1. Для арматуры, не имеющей сварных стыков, значения k_c в формуле (5) принимаются равными единице.

2. В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, использование ванного стыка с длиной подкладки, равной 1,5 диаметра стержня, и с парными симметричными накладками при двустороннем шве не рекомендуется.

Таблица 13

Коэффициенты $k_{\rho a}$

Вид арматуры	Значения $k_{\rho a}$ при ρ_a, равном				
	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
1. Горячекатаная арматура из стали класса A-IV	0,37	0,72	0,9	1,0	1,0
2. Проволока высокопрочная периодического профиля (ГОСТ 8480—63)	—	0,7	0,85	0,95	1,0
3. То же, гладкая (ГОСТ 7348—63) . . .	—	0,8	1,0	1,0	1,0

Примечания: 1. При $\rho_a < 0{,}7$ применение предварительно напряженных конструкций, подлежащих расчету на выносливость и армированных высокопрочной проволокой, допускается при специальном обосновании.

2. Данные табл. 13 не распространяются на арматуру из прядей и канатов, для которых значения коэффициентов $k_{\rho a}$ должны быть специально обоснованы.

3. Коэффициент $k_{\rho a}$ при промежуточных значениях ρ_a определяют интерполяцией.

$\rho_a = \frac{\sigma_{a.мин}}{\sigma_{a.макс}}$ — характеристика цикла напряжений в арматуре ($\sigma_{a.мин}$ и $\sigma_{a.макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в растянутой арматуре, возникающих при нормативных нагрузках).

Растянутая арматура на выносливость не рассчитывается, если значения $R'_a \geqslant R_a$

3.11. Расчетные сопротивления растянутой горячекатаной арматуры из стали класса A-IV и проволочной арматуры R'_a при расчете железобетонных конструкций на выносливость вычисляются путем умножения расчетного сопротивления R_a, определенного по п. 3.8, на коэффициент $k_{\rho a}$, принимаемый в зависимости от характеристики цикла ρ_a по табл. 13.

3.12. При расчете железобетонных конструкций на выносливость для определения напряжений в арматуре в соответствии с п. 9.2 настоящей главы СНиП отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона при многократно повторяющемся приложении нагрузки — коэффициент приведения — $n' = \frac{E_a}{E'_б}$ следует принимать по табл. 14.

Таблица 14

Значения коэффициентов приведения n'

Проектная марка бетона по прочности на сжатие	150	200	250	300	350	400	500
Коэффициент приведения n'	30	25	23	20	18	15	10

Примечание. При вычислении приведенных геометрических характеристик сечения предварительно напряженного элемента коэффициент приведения разрешается принимать равным $\frac{E_a}{E_б}$.

4. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на силовые и другие воздействия, определяющие напряженное состояние и деформации конструкций, производится по предельным состояниям.

Предельными считаются состояния, при которых конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям.

Основное требование расчета по предельным состояниям состоит в том, чтобы величины усилий или напряжений, деформаций или перемещений и раскрытия трещин от учитываемых в расчетах нагрузок и воздействий не превышали предельных значений, устанавливаемых настоящими нормами либо нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

Бетонные конструкции следует рассчитывать:

а) по несущей способности (1-е предельное состояние) — на прочность (с учетом в необходимых случаях продольного изгиба) с проверкой устойчивости формы равновесия конструкции;

б) на трещиностойкость (в соответствии с требованиями раздела 10 настоящей главы СНиП).

Железобетонные конструкции следует рассчитывать:

а) по несущей способности (1-е предельное состояние) — на прочность (с учетом в необходимых случаях продольного изгиба) с проверкой устойчивости формы равновесия конструкции и на выносливость — при действии многократно повторяющейся нагрузки;

б) по деформациям (перемещениям) (2-е предельное состояние) — в случаях, когда величина деформаций (перемещений) может ограничить возможность эксплуатации конструкций или находящихся на них механизмов;

в) на трещиностойкость или по раскрытию трещин (3-е предельное состояние) — в случаях, когда не допускается образование трещин или раскрытие их ограничивается по условиям статической работы конструкции, а также коррозии арматуры и бетона.

Примечание. Допускается производить расчет бетонных и железобетонных конструкций методами допускаемых напряжений или разрушающих усилий в случаях, предусмотренных нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

4.2. Расчетные схемы и основные предпосылки расчета конструкций должны устанавливаться в соответствии с условиями их действительной работы, с учетом в необходимых случаях сложного напряженного состояния, свойств пластичности и ползучести материалов, наличия трещин в бетоне, влияния усадки и набухания бетона.

4.3. Бетонные и железобетонные конструкции, для которых еще не разработаны способы определения усилий с учетом свойств пластичности и ползучести материалов, как, например, массивные конструкции гравитационного типа, некоторые типы оболочек, балки-стенки и др., разрешается рассчитывать по прочности в предположении упругой работы конструкции; при этом для бетонных конструкций напряжения при расчетных нагрузках не должны превышать соответствующих расчетных сопротивлений бетона; для железобетонных конструкций сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать расчетных сопротивлений бетона при сжатии, а все растягивающие усилия в сечении должны быть полностью восприняты арматурой при напряжениях, не превышающих расчетных сопротивлений арматуры.

4.4. Расчет конструкций по 1-му предельному состоянию, за исключением расчетов на выносливость, производится по расчетным нагрузкам, расчет конструкций на выносливость — по нормативным нагрузкам.

Расчет конструкций по 2-му и 3-му предельным состояниям производится по нормативным нагрузкам на основные сочетания нагрузок и воздействий.

Нормативные значения нагрузок принимаются по действующим нормативным документам, по технологическим заданиям на проектирование и, в необходимых случаях, на основании специальных теоретических и экспериментальных исследований.

4.5. Сочетания нагрузок и воздействий принимаются в соответствии с указаниями глав СНиП II-И.1-62*; II-И.2-62; II-И.3-62* и других нормативных документов по проектированию отдельных видов гидротехнических сооружений.

Расчеты следует выполнять на возможные наиболее невыгодные комбинации нагрузок и воздействий для отдельных элементов, сечений или всей конструкции в целом, которые могут возникать как при эксплуатации сооружения, так и в процессе строительства. При этом значения коэффициентов перегрузки принимаются в расчетах по приложению 2 настоящей главы СНиП.

Нагрузки и воздействия, возникающие в процессе строительства, должны определяться с учетом принятого порядка производства работ и последовательности загружения конструкции, а для сборных конструкций — также с учетом усилий, возникающих при изготовлении, транспортировке и монтаже элементов.

Примечания: 1. Сочетания нагрузок и воздействий, а также коэффициенты перегрузки должны приниматься с учетом практической возможности одновременного их действия на конструкцию.

2. При возможности возникновения в конструкции усилий разных знаков или различных соотношений между изгибающим моментом и нормальной силой следует выявлять наиболее невыгодные условия работы конструкции в целом или в отдельных сечениях, проводя в необходимых случаях расчет на единичные нагрузки и построение огибающих эпюр усилий.

3. При проверке устойчивости формы конструкции следует в необходимых случаях учитывать длительность действия нагрузки, влияние которой должно оцениваться с учетом неблагоприятного эффекта деформаций ползучести бетона.

4.6. Бетонные элементы разрешается рассчитывать одним из следующих способов:

а) без учета работы растянутой зоны сечения;

б) с учетом работы растянутой зоны сечения.

Второй способ расчета может применяться при обязательной проверке трещиностойкости растянутой зоны сечения с учетом температурных и влажностных воздействий в соответствии с указаниями раздела 10 настоящей главы СНиП.

4.7. Допускается применение только таких бетонных элементов основных сооружений, в которых выход растянутой зоны из работы не приводит к разрушению сооружения, к недопустимым деформациям или, к нарушению требуемой водонепроницаемости.

Примечание. Не допускается применение бетонных элементов, работающих на центральное или внецентренное растяжение (за исключением обделок подземных сооружений в прочных грунтах).

4.8. Деформации железобетонных элементов при нормативных нагрузках, определенные в необходимых случаях с учетом длительного действия нагрузок, не должны превышать величин, устанавливаемых нормами проектирования отдельных видов сооружений или индивидуальными техническими условиями.

Конструкции могут не рассчитываться по деформациям, если на основании практики применения или специальной опытной проверки конструкции установлено, что жесткость ее достаточна для обеспечения нормальной эксплуатации сооружения и расположенных на нем механизмов.

4.9. При расчете сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при подъеме, транспортировке и монтаже, собственный вес элемента следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности 1,3, при этом коэффициент перегрузки к собственному весу не вводится.

При надлежащем обосновании коэффициент динамичности может приниматься более 1,3, но не более 1,5.

4.10. В расчетах бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать коэффициенты капитальности и сочетаний $m_{к.с}$, принимаемые по табл. 15.

Таблица 15

Коэффициенты $m_{к.с}$

Вид конструкций	Коэффициенты $m_{к.с}$ при классе капитальности сооружений							
	I		II		III		IV	
	и при сочетаниях нагрузок и воздействий							
	основных	особых	основных	особых	основных	особых	основных	особых
Бетонные . .	0,75	0,95	0,80	1,10	0,90	1,15	0,95	1,15
Железобетонные	0,85	1,00	0,95	1,00	1,00	1,05	1,05	1,05

Примечания: 1. Классы капитальности гидротехнических сооружений устанавливаются в соответствии с нормами проектирования отдельных видов сооружений.

2. Коэффициенты $m_{к.с}$ при учете сил, действующих во время строительства, испытаний и ремонта сооружений, принимаются равными среднеарифметическому между значениями коэффициентов для основных и особых сочетаний нагрузок и воздействий.

3. Сечения элементов напорных железобетонных конструкций, содержащие менее 10 стержней рабочей арматуры, рассчитываются с принятием значений $m_{к.с}$, уменьшенных на 0,05.

4.11. В расчетах конструкций при необходимости должны приниматься, кроме коэффициентов $m_{к.с}$, дополнительные коэффициенты условий работы, которыми учитываются специфические условия работы отдельных видов сооружений.

4.12. Противодавление воды в расчетных сечениях напорных и подводных бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений учитывается как внешняя растягивающая сила.

Учет противодавления производится при всех сочетаниях нормативных нагрузок и воз-

действий для монолитных сечений и сечений, совпадающих со швами бетонирования.

Величину противодавления воды в расчетных сечениях элементов следует определять с учетом действительных условий работы конструкций в предельном состоянии (см. пп. 4.2 и 4.3), а также использования различных конструктивных и производственно-технологических мероприятий (см. п. 1.10), способствующих повышению водонепроницаемости бетона и уменьшению противодавления.

В расчетах надлежит полностью учитывать действие мероприятий по снижению противодавления (дренаж, гидроизоляция и т. д.), а в проектах следует предусматривать способы контроля за эффективностью работы дренажных и других устройств и методы их ремонта, осуществляемого без нарушения нормальной эксплуатации сооружения. Целесообразность использования отдельных мероприятий по снижению противодавления воды или их совокупности следует устанавливать на основе технико-экономического сопоставления вариантов и с учетом действительных условий длительной работы конструкции под напором фильтрующей воды.

4.13. Для конструкций, рассчитываемых по прочности без учета сопротивления растянутого бетона, рекомендуется принимать падение пьезометрического напора воды по линейному закону только в пределах сжатой зоны конструкции. Если величина сжатой зоны меньше $^1/_4$ высоты всего сечения, следует принимать прямоугольную эпюру противодавления воды для горизонтальных сечений и трапецеидальную для наклонных и вертикальных сечений.

Для конструкций, рассчитываемых по упругой стадии их работы в соответствии с указаниями п. 4.3, для малоармированных конструкций, для растянутых элементов с однозначной эпюрой напряжений, а также при расчете трещиностойкости падение напора воды допускается принимать изменяющимся по линейному закону в пределах всей высоты сечения.

Противодавление воды рекомендуется принимать действующим по полной площади сечения.

В элементах конструкции, сжатая грань которых расположена со стороны напора, а также в элементах конструкции с однозначной эпюрой сжимающих напряжений противодавление воды в расчетах не учитывается.

При определении сил противодавления воды для элементов со сложной конфигурацией сечения, при использовании специальных конструктивных и технологических мероприятий, способствующих снижению противодавления, а также при установлении зависимости величины площади действия и формы эпюры пьезометрического давления воды от напряженного состояния бетона, его трещиноватости и других факторов рекомендуется выполнение исследований по специальной методике, на электроаналоговых устройствах, ЭЦВМ и т. д.

4.14. При действии на сооружение или конструкцию пульсационных, динамических или сейсмических воздействий их влияние на величину сил противодавления воды в трещинах в бетоне допускается учитывать (при отсутствии данных специальных исследований) в виде эквивалентного статического давления.

4.15. При выборе расчетных схем действительной работы бетонных конструкций рекомендуется учитывать при надлежащем обосновании сложное напряженное состояние бетона.

В случаях плоского напряженного состояния при действии на взаимно перпендикулярных площадках напряжений разного знака следует учитывать возможное снижение величин напряжений, вызывающих образование трещин; при действии напряжений одного знака их совместное влияние допускается не учитывать.

4.16. Железобетонные конструкции на выносливость следует рассчитывать в случаях, когда за расчетный период эксплуатации сооружения воздействие многократно повторяющихся нагрузок может привести к недопустимому уменьшению несущей способности или жесткости конструкций или к чрезмерному раскрытию трещин.

Расчет на выносливость может не производиться, если на основании экспериментальных исследований или опыта применения аналогичных конструкций установлено, что несущая способность и жесткость конструкции достаточны, а ширина раскрытия трещин не превышает допустимой.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Напряжения в бетоне предварительно напряженных элементов необходимо определять при расчетах:

а) потерь напряжения в арматуре от ползучести бетона и от действия многократно повторяющейся нагрузки;

б) сечений, наклонных к оси элемента, на главные растягивающие напряжения;

в) сечений, нормальных и наклонных к оси элемента, на воздействие многократно повторяющейся нагрузки;

г) контролируемого напряжения в арматуре при натяжении ее на затвердевший бетон.

Напряжения в арматуре предварительно напряженных элементов необходимо определять при расчете их на воздействие многократно повторяющейся нагрузки и при определении потерь от релаксации напряжений.

5.2. Напряжение в бетоне $\sigma_б$ в сечениях, нормальных к оси элемента, определяют в предположении упругой работы элемента; при этом равнодействующую усилий во всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуре N_0 рассматривают как внешнюю силу.

Величина N_0 определяется по формуле

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma'_0 F'_н - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а . \qquad (6)$$

Эксцентриситет силы N_0 относительно центра тяжести сечения определяется по формуле

$$e_0 = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_а F'_а y'_а - \sigma'_0 F'_н y'_н - \sigma_а F_а y_а}{N_0}. \qquad (7)$$

В формулах (6) и (7):

$F_н$ и $F_а$ — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры $A_н$ и A, расположенной в более обжатой части сечений (см. примечание 1);

$F'_н$ и $F'_а$ — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры $A'_н$ и A', расположенной в менее обжатой зоне бетона (см. примечание 1);

σ_0 и σ'_0 — напряжения в напрягаемой арматуре $A_н$ и $A'_н$, соответствующие нулевым напряжениям в окружающем бетоне и определяемые с учетом потерь, проявляющихся в рассматриваемой стадии работы элемента;

$\sigma_а$ и $\sigma'_а$ — напряжения сжатия в ненапрягаемой арматуре A и A', вызванные усадкой и ползучестью бетона, соответствующие нулевым напряжениям в окружающем бетоне;

$y_н$ и $y'_н$; $y_а$ и $y'_а$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующих усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре $A_н$, $A'_н$, A и A'

Примечания: 1. При несимметричном сечении и двустороннем натяжении арматуры направление эксцентриситета e_0 принимается условно; при этом отрицательное значение величины e_0, полученное по формуле (7), означает, что сила N_0 расположена от центральной оси сечения в сторону арматуры $A'_н$ и A'.

2. При расположении равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре N_0 на грани ядра сечения или вблизи него допускается принимать $\sigma'_а = 0$.

5.3. Определенная по формуле (6) величина N_0 вводится в расчеты с коэффициентом точности предварительного напряжения арматуры $m_т$.

Значения $m_т$ принимаются:

а) $m_т = 0{,}9$ — при расчете на трещиностойкость или по раскрытию трещин для центрально обжатых элементов ($e_0 = 0$), при $e_0 < r_я$, а также для предварительно обжатой зоны сечения при $e_0 > r_я$;

б) $m_т = 1{,}1$ — при расчете на трещиностойкость или по раскрытию трещин предварительно растянутой зоны сечения ($e_0 > r_я$) и при расчете на прочность для арматуры, расположенной в сжатой зоне;

в) $m_т = 1$ — в остальных случаях;

$r_я$ — расстояние от центра тяжести сечения до условной ядровой точки, вычисляемое из условия $r_я = \frac{\gamma W_{пр}}{F_{пр}}$ (γ — см. п.6.3);

e_0 — вычисляется по формуле (7).

Примечание. В случаях когда предусматривается предварительное напряжение арматуры термическим способом, значение $m_т$ принимается на основании специальных расчетов.

5.4. Принимаемые в расчетах величины напряжений в арматуре σ_0 и σ'_0 без учета потерь должны составлять:

а) для проволочной арматуры — не более $0{,}65 R^н_а$ и не менее $0{,}4 R^н_а$;

б) для стержневой арматуры — не более $0{,}9 R^н_а$.

Примечание. При расчете и конструировании предварительно напряженных конструкций целесообразно назначать указанные в данном пункте наибольшие величины напряжений арматуры (проверяя при этом, чтобы величина предварительного обжатия бетона не превышала $0{,}5 R^н_н$), за исключением колонн-оболочек, погружаемых в грунт вибрацией, и конструкций, работающих в суровых климатических условиях и агрессив-

ной (морской) воде, для которых предельная величина предварительного обжатия бетона должна указываться в специальных условиях на проектирование этих конструкций.

5.5. При расчете предварительно напряженных элементов должны учитываться потери предварительного напряжения арматуры, определяемые по табл. 16.

Таблица 16

Потери предварительного напряжения арматуры

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения	Величина потерь напряжения в *кгс/см²* при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
1. Усадка бетона	400 (см. примечания 1 и 2)	300 (см. примечания 1 и 2)
2. Ползучесть бетона	$\frac{KE_a R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right]$ (см. примечания 1, 2, 3)	$\frac{0{,}75KE_a R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right]$ (см. примечания 1, 2, 3)
3. Релаксация напряжений: а) для высокопрочной арматурной проволоки и прядей	$\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_a^н} - 0{,}1\right)\sigma_0$; (см. примечание 4)	$\left(0{,}27\frac{\sigma_0'}{R_a^н} - 0{,}1\right)\sigma_0'$ (см. примечание 4)
б) для горячекатаной арматурной стали класса A-IV	$0{,}4\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R_a^н} - 0{,}1\right)\sigma_0$; (см. примечания 4 и 5)	$0{,}4\left(0{,}27\frac{\sigma_0'}{R_a^н} - 0{,}1\right)\sigma_0'$ (см. примечания 4 и 5)
4. Деформация анкеров (обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента), равная $\lambda_1 = 1$ *мм* на каждый анкер, и деформация анкеров стаканного типа или колодок с пробками для пучковой арматуры или анкерных гаек и захватов для стержневой арматуры, равная $\lambda_2 = 1$ *мм* на каждый анкер или захват	$(\lambda_1 + \lambda_2)\frac{E_a}{l}$, где l — длина натягиваемого пучка или стержня в *мм*	
5. Трение пучков, прядей или стержней арматуры о стенки каналов на прямолинейных и криволинейных участках	—	$\sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{kL + f\theta}}\right)$ (см. примечание 6)
6. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры при диаметре конструкций до 3 *м*	—	300
7. Изменение разности температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилия натяжения (например, при пропаривании или подогреве бетона и т. п.)	$20\,\Delta t$, где Δt — в *град* — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения (см. примечание 7)	—
8. Воздействие многократно повторяющейся нагрузки (учитывается только при расчете на выносливость)	$600\frac{\sigma_б}{R_б'}$ (см. примечание 8)	

Примечания: 1. Величину потерь от усадки и ползучести бетона рекомендуется принимать по экспериментальным данным в случае их наличия.

2. Величина потерь от усадки и ползучести бетона, определенная по пп. 1 и 2 настоящей таблицы, может быть уточнена, если известна продолжительность периода t со дня изготовления элемента до его испытания, загружения эксплуатационной нагрузкой или погружения в воду.

Продолжение табл. 16

Уточнение величины потерь производится путем умножения на коэффициент $\beta=\frac{4t}{100+3t}$, где t—продолжительность вышеуказанного периода в сутках.

Для элементов, находящихся в период эксплуатации в воде или в условиях повышенной влажности, но до этого длительное время (более 3 месяцев) остающихся на воздухе, при расчете их на эксплуатационные нагрузки коэффициент β следует принимать равным 1, вводя дополнительно в расчет восстановление напряжений от последующего набухания бетона в размере 200 *кг/см²*.

3. При определении потерь от ползучести бетона $\sigma_б$ величина напряжений в бетоне на уровне центров тяжести продольной арматуры $A_н$ или $A'_н$ (п. 2 таблицы) определяется по формуле (8) (см. п. 5.6) с учетом потерь предварительного напряжения, проявляющихся в стадии изготовления элемента (см. п. 5.5). При $\sigma \ll 0{,}5R_0$ величины, стоящие в круглых скобках формулы п. 2 табл. 16, принимают равными нулю.

Коэффициент K принимается для арматуры из высокопрочной проволоки и изделий из нее (пряди, пучки, канаты) $K=1$; для других видов арматуры $K=0{,}8$;

R_0 — кубиковая прочность бетона к моменту его обжатия;

$E_б$ — модуль упругости бетона, соответствующий его проектной марке.

4. При определении потерь от релаксации напряжений значения σ_0 или σ'_0 принимаются согласно п. 5.4 без учета потерь. Если величина, заключенная в скобках в формуле п. 3 табл. 16, получается со знаком — (минус), потери от релаксации принимаются равными нулю.

5. Для горячекатаной арматурной стали класса А-III, а также для арматурной стали классов А-IIIв и А-IIв, упрочненной вытяжкой до натяжения арматуры, потери от релаксации принимаются равными нулю.

6. При определении потерь от трения арматуры о стенки канала σ_0 (или σ'_0) принимается согласно п. 5.4 без учета потерь.

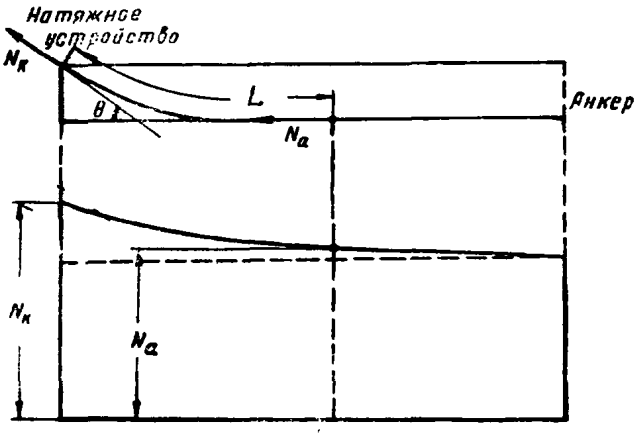


Рис. 1. Схема изменения усилий в напрягаемой арматуре криволинейного очертания для определения потерь предварительного натяжения ее при трении о стенки канала или поверхность бетона конструкции

$N_к$ — усилие, развиваемое домкратом или натяжным устройством, принимается $N_к=N_a e^{kx+\mu\theta}$

N_a — усилие в арматуре с учетом потерь при трении.

В формуле п. 5 табл. 16:

e — основание натуральных логарифмов;

L — длина участка канала от натяжного устройства до расчетного сечения в *м*; для линейных элементов допускается принимать величину L равной длине проекции указанного участка канала на продольную ось элемента;

k — коэффициент, учитывающий отклонение прямолинейного участка канала по отношению к его проектному положению на 1 *пог. м* длины, определяемый по табл. 16а;

f — коэффициент трения арматуры о стенки канала, определяемый по табл. 16а;

θ — центральный угол (в радианах) дуги, образуемой арматурой на криволинейном участке канала (рис. 1).

7. При передаче усилий от натяжения арматуры на металлические опорные балки, расположенные внутри камер пропаривания, или на металлическую опалубку потери напряжения арматуры от изменения разности температур можно принимать равными нулю.

При использовании в качестве упоров бетонных стен камер пропаривания рекомендуется принимать $\Delta t=60°$.

8. При определении потерь от многократно повторяющейся нагрузки величина напряжений в бетоне $\sigma_б$ на уровне центра тяжести продольной арматуры $A_н$ (растягиваемой многократно повторяющейся нагрузкой) определяется по формуле (8) с учетом всех потерь, кроме потерь от многократно повторяющейся нагрузки.

$R'_б$ — расчетное сопротивление бетона на выносливость, принимаемое по п. 3.4.

При определении напряжений в бетоне и арматуре в стадии изготовления элементов должны учитываться потери:

а) при натяжении на упоры:

от деформации анкеров и прокладок;

от температурного перепада;

от релаксации напряжений стали в размере 50% их полной величины;

б) при натяжении на бетон:

от деформации анкеров;

от трения арматуры о стенки каналов.

Суммарную величину потерь напряжений в арматуре следует принимать не менее 1000 *кг/см²*.

5.6. Величины установившихся напряжений

в бетоне $\sigma_б$ и в арматуре $\sigma_н$ определяются по формулам:

$$\sigma_б = \frac{m_т N_0}{F_п} \pm \frac{m_т N_0 e_0}{J_п} y; \quad (8)$$

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б. \quad (9)$$

Таблица 16а

Коэффициенты k и f

Типы канала		Значения k	Значения f при арматуре в виде: пучков, прядей и гладких стержней	Значения f при арматуре в виде: стержней периодического профиля
Канал с металлической поверхностью		0,003	0,35	0,4
Канал с бетонной поверхностью, образованной	жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
	гибким каналообразователем	0,0015		

В формулах (8) и (9):

N_0 и e_0 — соответственно равнодействующая усилий во всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуре и ее эксцентриситет, определяемые согласно п. 5.2;

$m_т$ — принимается согласно п. 5.3;

$F_п$ и $J_п$ — соответственно площадь и момент инерции приведенного сечения (см. п. 5.7);

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до линии, на которой определяется напряжение;

n — коэффициент приведения, определяемый отношением $\frac{E_а}{E_б}$.

Знак (+) в формуле (8) принимается для части сечения, расположенной от центра тяжести в ту же сторону, что и точка приложения силы N_0, а знак (—) для противоположной части сечения.

5.7. При определении геометрических характеристик приведенного сечения в расчет вводят полное сечение бетона с учетом ослабления его каналами, пазами, отверстиями, а также площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, умноженную на коэффициент приведения n.

5.8. Величины потерь предварительного напряжения, принимаемые при определении силы N_0, должны соответствовать условиям изготовления, хранения и эксплуатации элемента в той стадии его работы, для которой производится расчет. Порядок учета факторов и условий, влияющих на проявление потерь, принимается по п. 5.5.

При этом величина сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре $\sigma_а$ и $\sigma'_а$ в формулах (6) и (7) для каждой стадии работы элемента принимается равной сумме потерь напряжения в напрягаемой арматуре (соответственно $A_н$ и $A'_н$) от усадки и ползучести бетона.

5.9. Величину напряжения в арматуре $\sigma_н$ и $\sigma'_н$, контролируемого при изготовлении элементов и указываемого на рабочих чертежах, принимают:

а) при натяжении на упоры $\sigma_н = \sigma_0$; $\sigma_н = \sigma'_0$;

б) при натяжении на бетон $\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б$; $\sigma_н = \sigma'_0 - n\sigma'_б$,

где σ_0 и σ'_0 — величина напряжения в арматуре без учета потерь (см. пп. 5.2 и 5.5);

$\sigma_б$ и $\sigma'_б$ — напряжения в бетоне от обжатия на уровне соответственно арматуры $A_н$ и $A'_н$, определяемые по формуле (8) с учетом потерь, проявляющихся в период изготовления элементов (см. п. 5.5).

Примечание. При поочередном натяжении отдельных стержней, прядей, канатов фактическое контролируемое напряжение должно быть повышено на величину потерь, возникающих в ранее напряженных стержнях при натяжении следующих за ними стержней, от деформации натяжных устройств и силовых форм, а также от деформаций бетона при натяжении на бетон.

Величина этих потерь должна определяться при разработке проекта натяжных устройств и не должна превышать $0{,}07\sigma_0$.

Порядок натяжения стержней и величина контролируемого напряжения для них должны быть приведены в указаниях по технологии изготовления элементов.

6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

6.1. Бетонные элементы при центральном сжатии с учетом продольного изгиба рассчитываются по формуле

$$N \leqslant m_{к.с} \varphi R_{пр} F, \quad (10)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 17;

Таблица 17

Коэффициенты продольного изгиба φ для элементов бетонных конструкций

l_0/b	l_0/r	φ	l_0/b	l_0/r	φ
<4	<14	1,00	14	49	0,77
4	14	0,98	16	56	0,72
6	21	0,96	18	68	0,68
8	28	0,91	20	70	0,63
10	35	0,86	22	76	0,59
12	42	0,82	24	83	0,55

l_0 — расчетная длина элемента (см. п. 6.2);
b — наименьший размер прямоугольного сечения;
r — наименьший радиус инерции сечения.

$m_{к.с}$ — коэффициент капитальности и сочетаний, принимаемый по табл. 15 для бетонных элементов.

6.2. Расчетная длина l_0 элемента сплошного постоянного сечения при постоянном значении нормальной силы принимается равной:

а) при полном защемлении обоих концов $l_0=0{,}5l$;

б) при полном защемлении одного конца и шарнирно неподвижном защемлении другого $l_0=0{,}7l$;

в) при шарнирно неподвижном защемлении обоих концов $l_0=l$;

г) при одном полностью защемленном и одном свободном конце $l_0=2l$, где l — геометрическая длина элемента.

Примечание. Расчетная длина l_0 элементов конструкций должна приниматься в соответствии с указаниями норм проектирования отдельных видов сооружений.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

6.3. Бетонные изгибаемые элементы рассчитываются по формуле

$$M \leqslant m_{к.с}\,\gamma_1 R_р W_р, \qquad (11)$$

$$\gamma_1 = m_h \gamma;$$

где

γ — коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций бетона в зависимости от формы и соотношения размеров сечения, определяется по табл. 34 главы СНиП II-В.1-62; коэффициент m_h принимается:

для сечений высотой $h \leqslant 60$ *см* $m_h=1{,}0$;
» » » $h \geqslant 500$ *см* $m_h=0{,}80$;
» » » $60\,см < h < 500\,см$ — по формуле

$$m_h = 0{,}80 + \frac{10}{h}. \qquad (12)$$

Произведение $m_h\gamma$ во всех случаях принимается равным не менее 1.

Для сечений формы более сложной, чем приведенные в упомянутой таблице, значения коэффициента γ определяются как отношение $\frac{W_т}{W_0}$, где $W_т$ — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый с учетом неупругих свойств бетона на основе указаний главы СНиП II-В.1-62 (п. 6.4), W_0 — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый по правилам сопротивления упругих материалов.

Бетонные изгибаемые элементы прямоугольного сечения допускается рассчитывать по формуле

$$M \leqslant m_{к.с}\, m_h \frac{b h^2}{3{,}5} R_р. \qquad (13)$$

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

6.4. Внецентренно сжатые бетонные элементы с однозначной эпюрой напряжений, а также элементы, в которых в соответствии с п. 4.6 «а» не учитывается сопротивление растянутой зоны при малых эксцентриситетах, удовлетворяющих условию

$$S_б > 0{,}8\,S_0, \qquad (14)$$

а при прямоугольном сечении — условию

$$e_0 < 0{,}225\,h, \qquad (15)$$

рассчитываются из условия постоянства момента продольного сжимающего усилия относительно слабонапряженной грани сечения, по формуле

$$N \leqslant m_{к.с}\,\varphi\, R_{пр}\,\frac{S_0}{e}, \qquad (16)$$

а при прямоугольном сечении — по формуле

$$N \leqslant 0{,}5\, m_{к.с}\,\varphi\, R_{пр}\,\frac{b h^2}{e}. \qquad (17)$$

В формулах (14)—(17):

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно менее напряженной грани сечения; при этом высота сжатой зоны определяется из условия совпадения ее центра тяжести с точкой приложения продольной сжимающей силы;

S_0 — статический момент всей площади поперечного сечения элемента относительно менее напряженной грани сечения;

e_0 — расстояние от силы N до центра тяжести поперечного сечения элемента;

e — расстояние от силы N до менее напряженной грани сечения.

6.5. Внецентренно сжатые бетонные элементы, которые не подвертаются действию агрессивной воды и не воспринимают напора воды и в которых не учитывается сопротивление растянутой зоны при больших эксцентриситетах, не удовлетворяющих условиям (14) или (15), рассчитываются в предположении

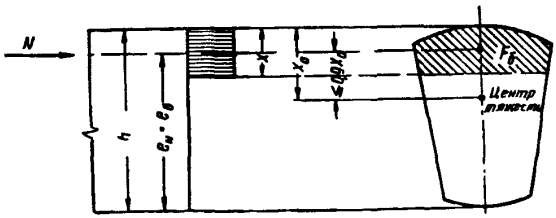


Рис. 2. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно сжатого с большим эксцентриситетом бетонного элемента, рассчитываемого без учета сопротивления растянутой зоны

прямоугольной формы эпюры сжимающих напряжений (рис. 2) по формуле

$$N \leqslant m_{к.с}\,\varphi\,R_и\,F_б\,, \qquad (18)$$

где $F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона.

При этом высота сжатой зоны определяется из условия совпадения центра тяжести площади сечения сжатой зоны с точкой приложения равнодействующей внешних сил.

Примечание. В сечениях, рассчитываемых по формуле (18), величина эксцентриситета расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должна превышать 90% расстояния от центра тяжести сечения до его наиболее напряженной грани.

ных сооружений, подвергающиеся действию агрессивной воды или воспринимающие напор воды, рассчитываются в предположении треугольной эпюры сжимающих напряжений без учета сопротивления растянутой зоны сечения. При этом краевые сжимающие напряжения не должны превышать величины $m_{к.с}\,\varphi\,R_и$.

Прямоугольные сечения внецентренно сжатых бетонных конструкций рассчитываются по формуле

$$\frac{2N}{3b(0{,}5h - e_0)} \leqslant m_{к.с}\,\varphi\,R_и. \qquad (19)$$

6.7. Внецентренно сжатые бетонные конструкции при учете сопротивления растянутой зоны сечения рассчитываются из условия ограничения величины краевых растягивающих и сжимающих напряжений следующими значениями:

$$\frac{M}{W_р} - \frac{N}{F} \leqslant m_{к.с}\,\varphi\,\gamma_1 R_р; \qquad (20)$$

$$0{,}8\,\frac{M}{W_с} + \frac{N}{F} \leqslant m_{к.с}\,\varphi\,R_{пр}\,); \qquad (21)$$

(γ_1 — принимается по п. 6.3).

По формуле (21) допускается рассчитывать также внецентренно сжатые бетонные конструкции с однозначной эпюрой напряжений.

Примечание. В необходимых случаях следует учитывать непараллельность граней элемента.

6.8. При расчете прочности внецентренно сжатых бетонных конструкций треугольного или трапецеидального профиля должны определяться кроме краевых нормальных напряжений главные напряжения, вычисляемые по формулам сопротивления упругих материалов или методами теории упругости. Оценка прочности должна производиться по результатам сравнения величин главных напряжений в опасных точках профиля с предельными значениями этих напряжений; при этом должны быть соблюдены условия:

$$\sigma_{1,2} \leqslant m_{к.с}\,R_р; \qquad (22)$$

$$\sigma_{2,3} \leqslant m_{к.с}\,R_{пр}\,, \qquad (23)$$

где $\sigma_{1,\,2,\,3}$ — величины главных напряжений.

6.9. Величина расчетного сопротивления бетона при растяжении $R_р$ в формулах (20) и (22) может отличаться от значений, определяемых по табл. 2, в случаях, устанавливаемых нормами проектирования отдельных видов сооружений или индивидуальными техническими условиями (см. п. 1.3).

6.10. Во всех случаях проектирования напорных бетонных элементов конструкций, рассчитываемых как с учетом, так и без учета растянутой зоны бетона, необходимо учитывать в расчетном сечении элемента силы противодавления воды, определяемые в соответствии с указаниями пп. 4.12, 4.13, 4.14. При этом для конструкций, имеющих дренаж, глубина растянутой зоны бетона элемента должна быть ограничена расстоянием до оси дренажа.

7. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

7.1. Элементы железобетонных конструкций по прочности следует рассчитывать по нормальным и наклонным (наиболее опасного направления) сечениям к оси этих элементов.

Опорные части элементов должны быть проверены расчетом на смятие, а для предва-

рительно напряженных конструкций, кроме того, следует проверять прочность концевых участков элемента при воздействии сосредоточенных усилий от напрягаемой арматуры.

Следует также проверять прочность элементов в зонах местных нагрузок, сосредоточенных на малых площадках.

7.2. Элементы железобетонных конструкций рассматриваются как малоармированные, если их несущая способность определяется:

а) прочностью растянутой зоны сечения (изгибаемые и внецентренно сжатые элементы при больших эксцентриситетах), и эта прочность достаточна при проверке по формулам (11) и (20) с учетом коэффициента условий работы $m_б = 1{,}25$ при соблюдении указаний п. 4.6;

б) прочностью сжатой зоны сечения (центрально сжатые или внецентренно сжатые элементы при малых эксцентриситетах), и эти элементы имеют суммарный процент армирования менее 0,4.

Малоармированные элементы допускается рассчитывать как железобетонные для условий, приведенных в подп. «а» (при соблюдении указаний п. 1.9), с коэффициентом условий работы $m = 1{,}3$, а для условий, приведенных в подп. «б», — с принятием значения расчетных сопротивлений бетона, коэффициентов условий работы и коэффициентов продольного изгиба, как для бетонных элементов.

Примечание. Сечения малоармированных элементов, указанных в подп. «а», совпадающие со швами бетонирования, следует рассчитывать как железобетонные без введения коэффициента условий работы $m = 1{,}3$.

7.3. При наличии в элементе арматуры из сталей разных видов и классов арматура каждого вида и класса вводится в расчет прочности со своим расчетным сопротивлением.

При этом содержащиеся в формулах данного раздела произведения $R_a F_a$, $R_{a.c} F'_a$ и $R_a S'_a$, $R_{a.c} S_a$ следует рассматривать как суммы произведений расчетных сопротивлений каждого вида арматуры на ее площадь или статический момент этой площади.

Предварительно напряженная арматура $A_н$, расположенная в растянутой зоне сечения, вводится в расчет, выполняемый по формулам, содержащим выражения $R_a F_a$ и $R_a S'_a$ со своим расчетным сопротивлением, определяемым по табл. 7 и 8.

Предварительно напряженная арматура $A'_н$, расположенная в сжатой зоне сечения, вводится в расчет, выполняемый по формулам, содержащим выражения $R_{a.c} F'_a$ и $R_{a.c} S'_a$ с напряжением $\sigma'_c = 3600 - m_т \sigma'_0$,

где σ'_0 — напряжение в арматуре $A'_н$, принимаемое в соответствии с пп. 5.2, 5.4 и 5.5;

$m_т$ — коэффициент точности натяжения, принимаемый равным 1,1.

7.4. В сталежелезобетонных конструкциях, например, конструкциях водоподводящего тракта со стальной оболочкой, работающей совместно с железобетоном, в расчет прочности вводятся сечения стальной оболочки и арматуры со своими расчетными сопротивлениями аналогично п. 7.3.

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

7.5. Центрально сжатые железобетонные элементы с поперечной арматурой в виде отдельных хомутов или приваренных к продольной арматуре поперечных стержней рассчитываются на прочность по формуле

$$N \leqslant m_{к.с} \varphi (R_{пр} F + R_{a.c} F_a), \qquad (24)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 18.

Примечание. При площади сечения продольной арматуры более 3% всей площади сечения элемента F, в формуле (24) величина F заменяется величиной $F - F_a$.

Таблица 18

Коэффициенты продольного изгиба φ для элементов железобетонных конструкций

l_0/b	l_0/d	l_0/r	φ	l_0/b	l_0/d	l_0/r	φ
8	7	28	1,00	20	17	69	0,73
10	8,5	35	0,98	22	19	76	0,67
12	10,5	42	0,96	24	21	83	0,62
14	12	48	0,93	26	22,5	90	0,57
16	14	55	0,88	28	24	97	0,53
18	15,5	62	0,80	30	26	104	0,50

l_0 — расчетная длина элемента (см. п. 6.2);

b — наименьший размер прямоугольного сечения;

d — диаметр круглого сечения;

r — наименьший радиус инерции сечения.

ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

7.6. Центрально растянутые железобетонные элементы рассчитываются на прочность исходя из условия

$$N \leqslant m_{к.с} R_a F_a. \qquad (25)$$

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

7.7. Для изгибаемых железобетонных элементов сечения, нормальные к продольной оси

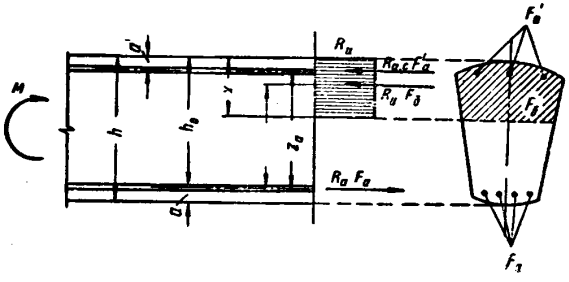


Рис. 3. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента при расчете его на прочность

(рис. 3), рассчитываются по формуле

$$M \leqslant m_{к.с}(R_н S_б + R_{а.с} S_а); \qquad (26)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из условия

$$R_а F_а - R_{а.с} F'_а = R_н F_б. \qquad (27)$$

Сечение сжатой зоны бетона должно удовлетворять условиям

$$S_б \leqslant \zeta S_0; \qquad (28)$$

$$z_б \leqslant h_0 - a', \qquad (29)$$

где ζ — коэффициент, принимаемый для бетона проектной марки 400 и ниже равным 0,8, для бетона проектной марки 500—0,7.

Примечание. Для элементов таврового сечения при проверке условия (28) следует учитывать указания п. 7.19 главы СНиП II-В.1-62.

7.8. Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения нормальные к продольной оси элемента сечения рассчитываются по формуле

$$M \leqslant m_{к.с}\left[R_н b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')\right]; \qquad (30)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из условия

$$R_а F_а - R_{а.с} F'_а = R_н b x. \qquad (31)$$

Сечение сжатой зоны бетона должно удовлетворять условиям:

$$x \leqslant \alpha h_0; \qquad (32)$$

$$x \geqslant 2a', \qquad (33)$$

где α — коэффициент, принимаемый для бетона проектной марки 400 и ниже равным 0,55, для бетона проектной марки 500—0,45.

7.9. В случаях, когда количество арматуры в растянутой зоне сечения изгибаемого элемента принято бо́льшим, чем это требуется для соблюдения условий (26) и (30), при проверке условий (28) и (32) следует учитывать лишь ту часть сечения арматуры растянутой зоны, которая требуется из расчета на прочность.

Расчетная сжатая арматура применяется, как правило, при ограниченной высоте сечения или при наличии изгибающих моментов двух знаков.

Сечения с двойной арматурой в случае, когда условие (29) не соблюдается, допускается рассчитывать по формуле

$$M \leqslant m_{к.с} F_а R_а (h_0 - a'). \qquad (34)$$

В случаях, когда соблюдение условий (29) и (33) приводит к уменьшению расчетной прочности элемента по сравнению с прочностью сечения без сжатой арматуры, сжатая арматура в расчете не учитывается.

7.10. Элементы таврового и кольцевого сечений, а также элементы, подвергающиеся косому изгибу, допускается рассчитывать в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 (пп. 7.15—7.23).

7.11. Железобетонные элементы рассчитываются на поперечные силы по главным растягивающим напряжениям.

Примечание. Элементы, выполненные без предварительного напряжения, разрешается рассчитывать на поперечные силы в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62 при обязательном соблюдении всех требований по конструированию арматуры и по расчету ширины раскрытия наклонных трещин.

7.12. Главные растягивающие напряжения на уровне нейтральной оси определяются по формуле

$$\sigma_{гл} = \tau = \frac{Q S_{пр}}{J_{пр} b}, \qquad (35)$$

где τ — скалывающее напряжение в бетоне;

$S_{пр}$ — статический момент части приведенного сечения, лежащей по одну сторону от оси, на уровне которой определяются скалывающие напряжения. $S_{пр}$ и $J_{пр}$ определяются в зависимости от стадии, в которой работает данная конструкция.

Для элементов прямоугольного сечения $\sigma_{гл}$ определяется по формуле

$$\sigma_{гл} = \tau = \frac{Q}{bz}, \qquad (36)$$

где z — плечо внутренней пары, величину которого разрешается принимать для

конструкций, рассчитываемых на прочность по стадии разрушения, равной 0,9 h_0.

В элементах переменной высоты главные растягивающие напряжения определяются по формуле

$$\sigma_{гл} = \frac{Q}{bz} \pm \frac{M \operatorname{tg}\theta}{h_0 bz}, \qquad (37)$$

где θ — угол наклона грани элемента.

В формуле (37) знак «минус» принимается в случае, когда в направлении возрастания изгибающего момента высота элемента увеличивается, а знак «плюс» — когда высота уменьшается.

Главные растягивающие напряжения, действующие по косым площадкам в местах резкого изменения ширины сечения b, на контактах различных марок бетона, а также в других аналогичных случаях разрешается определять по формуле

$$\sigma_{гл} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}, \qquad (38)$$

где σ_x — определяется по формуле

$$\sigma_x = \frac{My}{J_{пр}}; \qquad (39)$$

τ — определяется по формуле (35);

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до линии, на уровне которой определяется напряжение.

При учете нормальных напряжений σ_y действующих в направлении, перпендикулярном к оси элемента, главные растягивающие напряжения допускается определять по формуле

$$\sigma_{гл} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2}. \qquad (40)$$

В формулах (38) и (40) растягивающие напряжения следует вводить со знаком «плюс», а сжимающие — со знаком «минус».

Примечание. Для элементов нетрещиностойких конструкций при расположении растянутой грани со стороны напора следует учитывать, что значения σ_y, вызванные действием давления воды, могут быть растягивающими.

7.13. В предварительно напряженных изгибаемых элементах величину главных растягивающих напряжений рекомендуется определять по формуле (40) на оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, а также в местах резкого изменения ширины сечения; при этом принимается:

$$\sigma_x = \frac{My}{J_{пр}} + \sigma_6 \qquad (41)$$

σ_6 — установившееся предварительное напряжение в бетоне, определяемое согласно пп. 5.6—5.8; при сжатии σ_6 подставляется в формулу со знаком «минус», при растяжении — со знаком «плюс»;

σ_y — при наличии предварительно напряженной поперечной арматуры определяется с учетом указаний п. 8.10 главы СНиП II-В.1-62.

При отсутствии предварительно напряженной поперечной арматуры $\sigma_y = 0$.

7.14. В любом сечении элемента величина главных растягивающих напряжений, полученная по формулам п. 7.12, должна удовлетворять условию

$$\sigma_{гл} \leqslant m_{к.с} R_p^н. \qquad (42)$$

На участках элементов, в пределах которых удовлетворяется условие

$$\sigma_{гл} \leqslant 0{,}6\, m_{к.с} R_p, \qquad (43)$$

главные растягивающие напряжения могут восприниматься бетоном, а поперечное армирование можно назначать по конструктивным соображениям. На участках элементов, в пределах которых условие (43) не удовлетворяется, поперечное армирование назначается по расчету. Значения коэффициента $m_{к.с}$ в формуле (43) принимаются по табл. 15 для бетонных элементов.

Примечания: 1. В плитных, пространственно работающих конструкциях и в конструкциях на упругом основании, а при наличии соответствующего обоснования также в тонкостенных элементах, заармированных с выполнением конструктивных требований главы СНиП II.В.1-62, поперечная арматура устанавливается по расчету, если не соблюдено условие

$$\sigma_{гл} \leqslant m_{к.с} R_p.$$

2. В немассивных элементах, в которых поперечная арматура выполнена в виде хомутов и отгибов или в виде сеток, разрешается в формуле (42) учитывать коэффициент условий работы $m_6 = 1{,}15$.

7.15. Поперечная арматура (отогнутые стержни, хомуты и другие поперечные стержни) рассчитывается исходя из усилий, определенных по эпюре главных растягивающих напряжений с учетом работы продольной арматуры (рис. 4).

В случае действия распределенной нагрузки и обеспечения надлежащей анкеровки концов продольной арматуры за гранью опоры разрешается рассчитывать поперечную арматуру на усилие, составляющее 60%, а при сосредоточенных нагрузках — 80% от равнодействующей главных напряжений (передавая

остальную часть соответственно 40% и 20% на продольную растянутую арматуру).

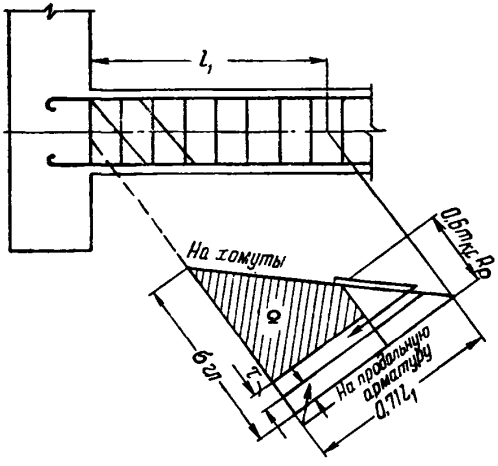


Рис. 4. Схема распределения усилий при расчете поперечной арматуры по эпюре главных растягивающих напряжений

Предельное усилие q_x, воспринимаемое хомутами или другими нормальными к оси элемента стержнями, на единицу длины элемента определяется по формуле

$$q_x = \tau_x b = m_{к.с} \frac{R_a f_x n_x}{u}, \qquad (44)$$

где τ_x — часть главных напряжений, воспринимаемая хомутами;

f_x — площадь сечения одной ветви хомута (поперечного стержня);

n_x — число ветвей хомута (поперечного стержня);

u — расстояние между хомутами (поперечными стержнями) по длине элемента;

b — расчетная ширина сечения.

Сечение отогнутых стержней определяется по формулам:

$$F_0 = \frac{T_0}{m_{к.с} R_a}; \qquad (45)$$

$$T_0 = \Omega b, \qquad (46)$$

где T_0 — часть равнодействующей главных напряжений, передаваемая на отогнутую арматуру;

Ω — площадь части эпюры главных напряжений, передаваемой на отогнутую арматуру (рис. 4).

7.16. Кроме расчета нормальных к оси элемента сечений следует производить проверку прочности на изгиб по наклонным сечениям. Эта проверка должна производиться в следующих местах по длине элемента:

а) в сечениях, проходящих через грань опоры;

б) в сечениях, проходящих через точки изменения площади продольной растянутой арматуры (начала отгибов, точки теоретического обрыва арматуры или изменения ее диаметра);

в) в местах изменения интенсивности поперечного армирования;

г) в местах резкого изменения размеров поперечного сечения элемента;

д) в местах приложения сосредоточенной силы.

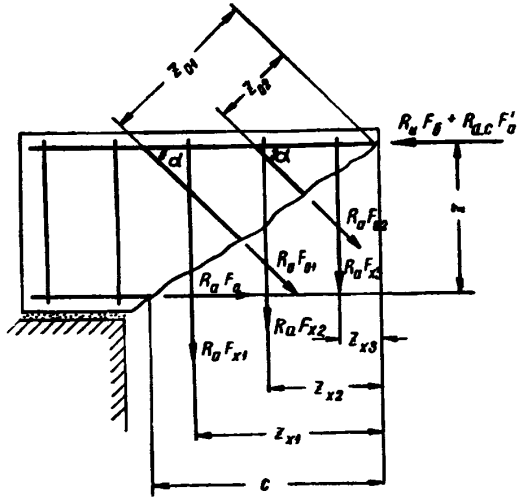


Рис. 5. Схема усилий, действующих в наклонном сечении изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его на прочность

7.17. Наклонные сечения (рис. 5) рассчитываются на действие изгибающего момента по формуле

$$M \leqslant m_{к.с} (R_a F_a z + \Sigma R_a F_0 z_0 + \Sigma R_a F_x z_x) \qquad (47)$$

где M — момент всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сжатой зоны этого сечения;

F_0 — площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной (наклонной к оси элемента) плоскости;

F_x — площадь сечения всех ветвей хомута;

z, z_0, z_x — плечи усилий в арматуре относительно центра тяжести сжатой зоны бетона.

Элементы постоянной высоты могут не рассчитываться по прочности на изгиб по наклонному сечению в одном из следующих случаев:

а) если вся продольная арматура доводится до опоры или до конца элемента и имеет достаточную анкеровку;

б) если продольные растянутые стержни, обрываемые по длине элемента, заводятся за нормальное сечение, в котором они не требуются по расчету, на длину ω, определяемую по формуле

$$\omega = \frac{(Q - 0{,}75 F_0 R_a \sin\alpha)\, u}{1{,}5 f_x n_x R_a}, \qquad (48)$$

где α — угол между осью элемента и направлением отогнутого стержня;

F_0 — площадь поперечного сечения отогнутых стержней, расположенных в пределах участка ω;

u, f_x, n_x — обозначения по п. 7.15;

в) если железобетонные элементы рассчитываются в соответствии с указаниями п. 4.3.

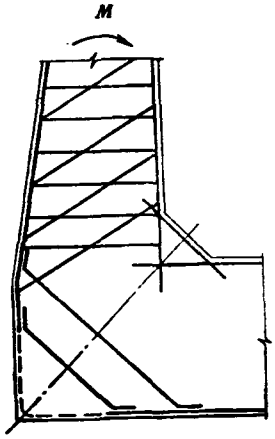


Рис. 6. Схема армирования угловых сопряжений массивных железобетонных конструкций

7.18. В угловых сопряжениях массивных железобетонных конструкций необходимое количество расчетной косой арматуры определяется из условия прочности на изгиб по наклонным сечениям, при этом арматура по контуру внешнего прямого угла от места перегиба до первого косого стержня рассматривается как нерасчетная (рис. 6).

Армирование косыми стержнями, имеющими надлежащую анкеровку по концам, производится в несколько рядов (не менее двух) по направлению нормали к биссектрисе входящего угла. Плечо внутренних сил z в наклонном сечении по биссектрисе угла рекомендуется принимать равным плечу внутренних сил корневого сечения наименьшего из сопрягаемых элементов.

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

7.19. Сечения, нормальные к оси внецентренно сжатых элементов, рассчитываются для двух возможных случаев в зависимости от величины эксцентриситета точки приложения нормальной силы:

а) случай 1, отвечающий относительно большим эксцентриситетам, когда прочность элемента характеризуется достижением растянутой арматурой ее расчетного сопротивления, а бетоном сжатой зоны — его расчетного сопротивления на сжатие при изгибе; характеристики сечения должны удовлетворять условию (28);

б) случай 2, отвечающий относительно малым эксцентриситетам, когда прочность элемента характеризуется достижением бетоном сжатой зоны его расчетного сопротивления ранее достижения растянутой (или слабо сжатой) арматурой ее расчетного сопротивления; для этого случая условие (28) не удовлетворяется.

Примечание. При проверке условия (28) следует учитывать (аналогично указанию п. 7.9) лишь ту часть сечения арматуры растянутой зоны, которая требуется по расчету на прочность.

7.20. Внецентренно сжатые элементы при $e_0 \ll \frac{l_0}{600}$ рассчитываются как при осевом сжатии согласно указаниям п. 7.5.

Внецентренно сжатые элементы по 1-му

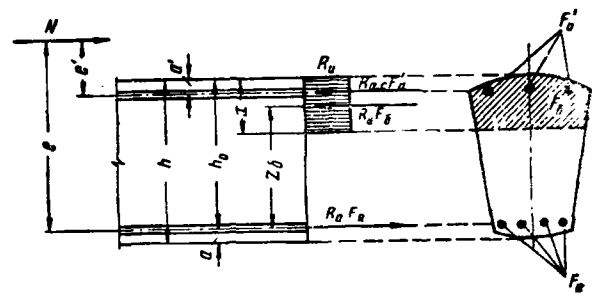


Рис. 7. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно сжатого с большим эксцентриситетом железобетонного элемента при расчете его на прочность

случаю (при больших эксцентриситетах — рис. 7) рассчитываются по формуле

$$N \leqslant m_{к.с}\left(R_и F_б + R_{а.с} F'_а - R_а F_а\right) \qquad (49)$$

или

$$N e \leqslant m_{к.с}\left(R_и S_б + R_{а.с} S_а\right). \qquad (50)$$

При этом положение нейтральной оси может определяться из уравнения

$$R_и S_{бN} \pm R_{а.с} F'_а e' - R_а F_а e = 0, \qquad (51)$$

где $S_{бN}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, нормальной к плоско-

сти действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения силы N.

В формуле (51) перед вторым слагаемым принимается знак плюс, если сила N приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры A и A', знак минус — если сила N приложена между центрами тяжести арматуры A и A'.

При наличии учитываемой в расчете арматуры A' должно удовлетворяться условие (29). Если соблюдение условия (29) приводит к уменьшению расчетной прочности элемента по сравнению с расчетом без учета этой арматуры, то сжатая арматура в расчете не учитывается.

Допускается учитывать в расчете сжатую арматуру и при несоблюдении условия (29). В случае, когда условие (29) не соблюдается, следует выполнять расчет по формуле

$$N(e - z_a) \leqslant m_{к.с} R_a F_a z_a. \qquad (52)$$

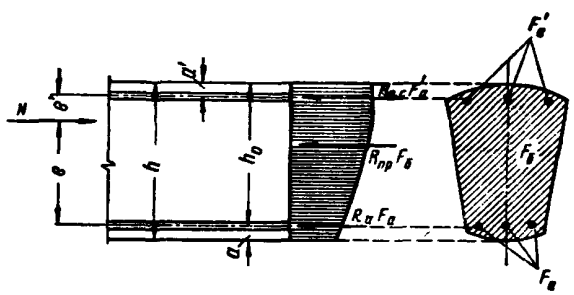


Рис. 8. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно сжатого с малым эксцентриситетом железобетонного элемента при расчете его на прочность

7.21. Внецентренно сжатые элементы по 2-му случаю (при малых эксцентриситетах, рис. 8) рассчитывают по формуле

$$Ne \leqslant m_{к.с}(R_{пр} S_0 + R_{а.с} S_а). \qquad (53)$$

Кроме того, должно быть выполнено условие

$$Ne' \leqslant m_{к.с}(R_{пр} S'_0 + R_а S'_а). \qquad (54)$$

Примечания: 1. Для тавровых сечений с полкой, расположенной у менее сжатой или растянутой грани, наибольшая ширина полки, вводимая в расчет, определяется из условия

$$S_0 \leqslant 0{,}55\, bh_0^2.$$

2. При проектной марке бетона 500 следует выполнять расчет в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 п. 7.47, формулы (95) и (97).

7.22. Внецентренно сжатые элементы прямоугольного сечения при больших эксцентриситетах, удовлетворяющих условию (32), рассчитывают по формуле

$$N \leqslant m_{к.с}(R_н b x + R_{а.с} F'_а - R_а F_а) \qquad (55)$$

или

$$Ne \leqslant m_{к.с}\left[R_н b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')\right]. \qquad (56)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_н bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm R_{а.с} F'_а e' - R_а F_а e = 0. \qquad (57)$$

Правило знаков перед вторым слагаемым принимается таким же, как и в формуле (51).

Сечение сжатой зоны бетона при наличии учитываемой в расчете сжатой арматуры должно удовлетворять условию (33). Сжатую арматуру следует учитывать в соответствии с указаниями п. 7.20.

7.23. Внецентренно сжатые элементы прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах, не удовлетворяющие условию (32), рассчитывают по формуле

$$Ne \leqslant m_{к.с}[0{,}5 R_{пр} b h_0^2 + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')]. \qquad (58)$$

Кроме того, должно быть выполнено условие

$$Ne' \leqslant m_{к.с}[0{,}5 R_{пр} b h_0^2 + R_а F_а (h_0 - a')]. \qquad (59)$$

7.24. Внецентренно сжатые элементы в плоскости действия момента рассчитываются с учетом влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Влияние прогиба учитывается умножением эксцентриситета продольного усилия относительно центра тяжести сечения элемента на коэффициент η, определяемый по формулам:

а) для сечений любой формы

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{m_{к.с}\, 4800\, R_н F}\left(\dfrac{l_0}{r}\right)^2}; \qquad (60)$$

б) для прямоугольных сечений

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{m_{к.с}\, 400\, R_н F}\left(\dfrac{l_0}{h}\right)^2}. \qquad (61)$$

Влияние прогиба может не учитываться в следующих случаях:

а) для сечений любой формы — при $\dfrac{l_0}{r} \leqslant 35$;

б) для сечений прямоугольной формы — при $\dfrac{l_0}{h} \leqslant 10$.

Расчетная длина элементов принимается в соответствии с указаниями п. 6.2.

При расчете прочности внецентренно сжатых элементов помимо учета гибкости в плоскости действия момента следует также проверять элементы на продольный изгиб в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, как для элементов, работающих на осевое сжатие (без учета изгибающего момента), согласно указаниям п. 7.5.

7.25. Внецентренно сжатые элементы таврового и кольцевого сечений, а также элементы, подвергающиеся косому внецентренному сжатию, допускается рассчитывать в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 (пп. 7.47, 7.49 и 7.50).

7.26. Внецентренно сжатые элементы на действие поперечной силы и наклонные сечения элементов на действие изгибающего момента следует рассчитывать аналогично изгибаемым элементам в соответствии с указаниями пп. 7.11—7.18.

Величина главных растягивающих напряжений определяется по формулам п. 7.13, при этом σ_x определяется по формуле

$$\sigma_x = \frac{My}{J_{пр}} - \frac{N}{F_{пр}}. \qquad (62)$$

ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

7.27. Внецентренно растянутые железобетонные элементы рассчитываются:

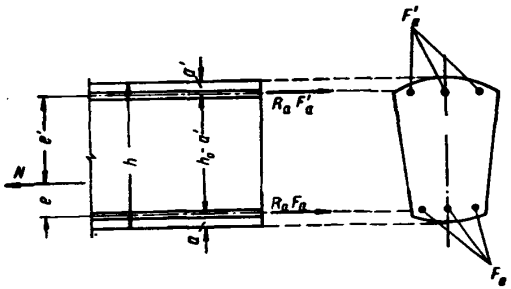


Рис. 9. Схема расположения усилий в поперечном сечении растянутого с малым эксцентриситетом железобетонного элемента при расчете его на прочность

а) при малых эксцентриситетах, если сила N приложена между центрами тяжести арматуры A и A' (рис. 9), по формулам:

$$Ne \leqslant m_{к.с} R_а S_а; \qquad (63)$$

$$Ne' \leqslant m_{к.с} R_а S'_а; \qquad (64)$$

б) при больших эксцентриситетах, если сила N приложена за пределами расстояния

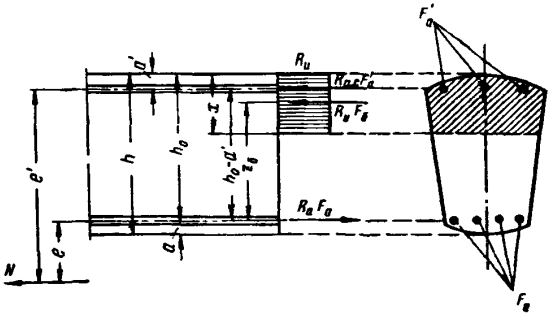


Рис. 10. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно растянутого с большим эксцентриситетом железобетонного элемента при расчете его на прочность

между центрами тяжести арматуры A и A' (рис. 10), по формуле

$$N \leqslant m_{к.с}\left(R_а F_а - R_{а.с} F'_а - R_и F_б\right) \qquad (65)$$

или

$$Ne \leqslant m_{к.с}\left(R_и S_б + R_{а.с} S_а\right). \qquad (66)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_и S_{бN} + R_{а.с} F'_а e' - R_а F_а e = 0. \qquad (67)$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию (28), а при наличии учитываемой в расчете арматуры A', кроме того, условию (29).

Если соблюдение условия (29) приводит к уменьшению расчетной прочности элемента по сравнению с расчетом без учета этой арматуры, то сжатая арматура в расчете не учитывается.

Допускается учитывать в расчете сжатую арматуру и при несоблюдении условия (29). В случае, когда условие (29) не соблюдается, следует выполнять расчет по формуле

$$N(e + z_а) \leqslant m_{к.с} R_а F_а z_а. \qquad (68)$$

7.28. Расчет внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения производится:

а) если сила N приложена между центрами тяжести арматуры A и A', — по формулам:

$$Ne \leqslant m_{к.с} R_а F'_а (h_0 - a'); \qquad (69)$$

$$Ne' \leqslant m_{к.с} R_а F_а (h_0 - a'); \qquad (70)$$

б) если сила N приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры A и A', — по формуле

$$N \leqslant m_{к.с}\left(R_а F_а - R_{а.с} F'_а - R_и bx\right) \qquad (71)$$

или

$$Ne \leqslant m_{к.с}\left[R_н bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{а.с} F'_а (h_0 - a')\right]. \quad (72)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_н bx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{а.с} F'_а e' - R_а F_а e = 0. \quad (73)$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию (32); сжатая арматура должна учитываться в соответствии с указанием п. 7.27.

7.29. Внецентренно растянутые элементы при действии поперечных сил следует рассчитывать аналогично изгибаемым элементам.

Необходимость постановки расчетной поперечной арматуры определяется в соответствии с указаниями п. 7.14. Величина главных растягивающих напряжений определяется по формулам пп. 7.12 и 7.13, при этом напряжения σ_x определяются по формуле

$$\sigma_x = \frac{My}{J_{пр}} + \frac{N}{F_{пр}}. \quad (74)$$

Поперечная арматура во внецентренно растянутых элементах при больших эксцентриситетах рассчитывается в соответствии с указаниями пп. 7.15, 7.16 по величине главных растягивающих напряжений, вычисленных без учета нормальных напряжений (от действия нормальной растягивающей силы).

Поперечная арматура во внецентренно растянутых элементах при малых эксцентриситетах рассчитывается из условия передачи всей поперечной силы на поперечную арматуру по формуле

$$Q \leqslant 0{,}8\, m_{к.с} (\Sigma R_а F_x + \Sigma R_а F_0 \sin\alpha). \quad (75)$$

Расчет по формуле (75) производится для наклонных сечений, направленных к продольной оси элемента под углом $\alpha \leqslant 60°$.

Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту производится в соответствии с указаниями п. 7.17. При этом в случаях малых эксцентриситетов расчетный момент в наклонном сечении определяется как момент всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры A'.

8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ, НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

8.1. При расчете железобетонных конструкций по второму предельному состоянию, а также при определении усилий в элементах статически неопределимых конструкций деформации (прогибы и углы поворота) элементов вычисляются по формулам строительной механики. Жесткость элементов при кратковременном действии полной нормативной нагрузки с учетом раскрытия швов и трещин допускается определять по формуле

$$B_к = \frac{E_а F_а z (h_0 - x_2)}{\psi_а}, \quad (76)$$

где $\psi_а$ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами и принимаемый по приложению 3 настоящей главы СНиП;

x_2 — высота сжатой зоны сечения после образования трещин, определяемая по стадии упругой работы без учета растянутой зоны бетона.

8.2. При длительном действии нагрузок деформации конструкций должны определяться с учетом ползучести бетона, при этом жесткость элементов допускается определять по формуле

$$B = B_к \frac{q + p}{q\theta + p}, \quad (77)$$

где $B_к$ — жесткость, определяемая в предположении кратковременного действия полной нормативной нагрузки;

q — длительно действующая нормативная нагрузка;

p — кратковременно действующая нормативная нагрузка;

θ — коэффициент снижения жесткости, принимаемый:

а) для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне равным 1,5;

б) для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и тому подобных сечений — 2,0;

в) для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне — 2,5.

8.3. При определении усилий в статически неопределимых конструкциях жесткость элементов, рассчитываемых по раскрытию трещин, допускается определять по полному их сечению (без учета арматуры) с введением модуля упругости, характеризующего деформативность элемента после образования в нем трещин (см. п. 3.5).

8.4. Расчет по деформациям и определение жесткости элементов при расчете статически неопределимых систем могут производиться в соответствии с главой СНиП II-В.1-62 (пп. 9.1—9.10) или в соответствии с нормами

проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

8.5. Расчет железобетонных конструкций на трещиностойкость производится:

для предварительно напряженных элементов, армированных высокопрочной проволокой;

для напорных ненапряженных элементов, находящихся в зоне переменного уровня воды, где возможно периодическое замораживание и оттаивание;

для предварительно напряженных и ненапряженных элементов при наличии специальных требований норм проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

Расчет на трещиностойкость производится по формулам пп. 8.6 и 8.7 с учетом указаний раздела 10 настоящей главы СНиП.

8.6. Расчет на трещиностойкость производится:

а) для центрально растянутых элементов — по формуле

$$N^{н} \leqslant m_{к.с} N_{т} = m_{к.с} \left(R_{р}^{н} F_{б} + 300 F_{а}\right); \quad (78)$$

б) для изгибаемых элементов — по формуле

$$M^{н} \leqslant m_{к.с} M_{т} = m_{к.с} \gamma_{1} R_{р}^{н} W_{пр}, \quad (79)$$

где γ_1 — коэффициент, определяемый по п. 6.3;

$W_{пр}$ — момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{пр} = \frac{J_{пр}}{h - y_{ц}}; \quad (80)$$

$J_{пр}$ — момент инерции приведенного сечения;

$y_{ц}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до сжатой грани;

в) для внецентренно сжатых элементов — по формуле

$$\frac{N^{н} e_{0}}{W_{пр}} - \frac{N^{н}}{F_{пр}} \leqslant m_{к.с} \left(\frac{N_{т} e_{0}}{W_{пр}} - \frac{N_{т}}{F_{пр}}\right) = m_{к.с} \gamma_{1} R_{р}^{н}, \quad (81)$$

где $F_{пр}$ — площадь приведенного сечения;

г) для внецентренно растянутых элементов — по формуле

$$\frac{N^{н} e_{0}}{\gamma_{1} W_{пр}} + \frac{N^{н}}{F_{пр}} \leqslant m_{к.с} \left(\frac{N_{т} e_{0}}{\gamma_{1} W_{пр}} + \frac{N_{т}}{F_{пр}}\right) = m_{к.с} R_{р}^{н}. \quad (82)$$

В формулах (78)—(82) коэффициент $m_{к.с}$ принимается по табл. 15 для бетонных конструкций.

Примечание. Расчет на трещиностойкость может также производиться в соответствии с указаниями норм проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

8.7. Предварительно напряженные железобетонные элементы рассчитываются на трещиностойкость по формулам (81) и (82) с учетом силы обжатия N_0 как внешней сжимающей силы с ее эксцентриситетом e_0.

Значения N_0 и e_0 определяются по формулам (6) и (7) в соответствии с указаниями раздела 5.

Центрально обжатые элементы (при $e_0 = 0$), подверженные действию центрально приложенной внешней растягивающей силы, допускается рассчитывать по формуле (78).

Величина $N^{н}$ в левой части формул (78), (81) и (82) определяется как алгебраическая сумма внешних продольных сил $N_{вн}$ и силы обжатия N_0, т. е.

$N^{н} = N_{вн}^{н} + N_0$ — для внецентренно сжатых элементов [формула (81)];

$N^{н} = N_{вн}^{н} - N_0$ — для центрально и внецентренно растянутых элементов [формулы (78) и (82)].

Изгибаемые элементы рассчитываются по формуле (81) при $N^{н} = N_0$.

Приведенный эксцентриситет приложения силы $N^{н}$ определяется по формуле

$$e_{0}^{н} = \frac{M_{вн}^{н} \pm N_{вн}^{н} e_{0(вн)}^{н} \pm N_{0} e_{0}}{N^{н}}, \quad (83)$$

где $M_{вн}^{н}$ — нормативное значение внешнего изгибающего момента от поперечного изгиба;

$e_{0(вн)}^{н}$ — эксцентриситет силы $N_{вн}^{н}$.

Знаки в формуле (83) определяются по правилу знаков для изгибающих моментов.

Для предварительно напряженных конструкций нормативные сопротивления бетона $R_{р}^{н}$ в правой части формул (81) и (82) умножаются на коэффициент условий работы $m_{тр}$, принимаемый равным:

а) при стержневой напрягаемой арматуре $m_{тр} = 0{,}75$;

б) при напрягаемой арматуре из высокопрочной проволоки диаметром более 5 *мм* $m_{тр} = 0{,}5$;

в) при напрягаемой арматуре из высокопрочной проволоки диаметром 5 *мм* и менее (для данного вида арматуры растягивающие напряжения в бетоне не допускаются) $m_{тр} = 0$.

Примечание. Для элементов сооружений, находящихся в весьма тяжелых эксплуатационных условиях, либо при наличии надежной антикоррозионной защиты арматуры из высокопрочной проволоки, значения коэффициентов $m_{тр}$ могут приниматься, при специальных обоснованиях, отличные (соответственно пониженные или повышенные) от приведенных в настоящем пункте.

8.8. Элементы железобетонных конструкций рассчитываются по раскрытию трещин с целью обеспечения требуемой надежности и долговечности сооружения.

Ограничение ширины раскрытия трещин назначается из условия предотвращения опасной коррозии арматуры и бетона при воздействиях воды-среды и климатических факторов, с учетом обеспечения сцепления арматуры с бетоном, а также уменьшения фильтрации воды в растянутых элементах.

8.9. В элементах конструкций, рассчитываемых по раскрытию трещин, расчетная ширина раскрытия трещин при отсутствии специальных защитных мероприятий (см. п. 1.9) должна быть не более величин, указанных в табл. 19.

8.10. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне растянутой арматуры определяется по формуле

$$a_т = l_т \left(\frac{\sigma_а - \sigma_{нач}}{E_а} \psi_а - \varepsilon_б \right), \qquad (84)$$

где $l_т$ — расстояние между трещинами;

$\sigma_а$ — напряжение в арматуре при действии усилий от нормативных нагрузок, определяемое по формулам п. 8.11;

ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами; значения $\psi_а$ принимаются по приложению 3 настоящей главы СНиП в зависимости от $\sigma_а$, $\mu = \frac{F_а}{bh_0}$ и отношения $\frac{E_а}{E_б}$, где $E_б$ принимается по табл. 5;

$\varepsilon_б$ — средняя остаточная деформация бетона между трещинами при растяжении, которую допускается принимать равной $1 \cdot 10^{-4}$;

$\sigma_{нач}$ — начальное растягивающее напряжение в арматуре; для конструкций, находящихся в воде, разрешается принимать $\sigma_{нач} = 200$ *кг/см²*; для конструкций, подверженных длительному высыханию, в том числе во время строительства, следует принимать $\sigma_{нач} = 0$.

Расстояние между трещинами определяется:

Таблица 19

Предельная ширина раскрытия трещин $a_т$

Характеристика конструкций и условия их работы	Предельная ширина раскрытия трещин $a_т$ в *мм*
1. Безнапорные конструкции, находящиеся постоянно под водой	0,3
2. Напорные конструкции, кроме центрально растянутых, при градиенте напора $\leqslant 20$.	0,25
То же, при градиенте напора > 20 . . .	0,20
3. Центрально и внецентренно растянутые с малым эксцентриситетом подводные напорные конструкции:	
при градиенте напора $\leqslant 20$	0,15
» » » > 20	0,10
4. Все конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды, не подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию	0,15
5. Безнапорные конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию при числе циклов в год менее 50	0,1
То же, при числе циклов 50 и более . .	0,05
6. Все конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня морской воды	0,05

Примечания: 1. Для сооружений II, III и IV классов капитальности величины раскрытия трещин определяются путем умножения значений $a_т$ по табл. 19 на коэффициенты: для сооружений II класса — 1,3; для сооружений III класса — 1,6; для сооружений IV класса — 2,0. При этом значения $a_т$ принимаются не более 0,3 *мм*.

2. При бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 1 $\frac{мг \cdot экв}{л}$, или суммарной концентрации ионов Cl' и SO_4'', большей 1000 $\frac{мг}{л}$, значения $a_т$ по пп. 1—5 табл. 19 уменьшаются в два раза.

3. При бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 0,25 $\frac{мг \cdot экв}{л}$, при отсутствии защитных мероприятий, конструкции должны проектироваться трещиностойкими.

4. При диаметрах арматуры свыше 40 *мм* разрешается увеличивать допускаемую величину предельного раскрытия трещин во всех случаях на 25%.

5. Предельная ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах при использовании защитных мероприятий, а также при наличии специальных требований устанавливается нормами проектирования отдельных видов сооружений.

6. К безнапорным допускается относить конструкции с градиентом напора не более 1. При определении градиента расчетную длину падения напора разрешается принимать равной высоте сечения элемента.

для центрально растянутых элементов — по формуле

$$l_т = \beta_т \frac{u}{\mu}; \qquad (85)$$

для элементов с двузначной эпюрой напряжений — по формуле

$$l_т = \beta_т \frac{u}{R^н_р} (\sigma_{а.т} - \varepsilon_{пр} E_а), \qquad (86)$$

где u — отношение площади сечения арматурных стержней к их периметру, равное для арматуры круглой и периодического профиля $0{,}25\,d$;

$\sigma_{а.т}$ — напряжение в арматуре при действии усилий, вызывающих появление трещин, определяемое по формулам (87)—(89);

$\varepsilon_{пр}$ — предельное удлинение бетона при растяжении, принимаемое равным: для элементов с двузначной эпюрой напряжений — $\varepsilon_{пр} = 2{,}0 \cdot 10^{-4}$, для элементов с однозначной эпюрой напряжений $\varepsilon_{пр} = 1{,}5 \cdot 10^{-4}$;

$\beta_т$ — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида продольной растянутой арматуры равным:

для стержней периодического профиля — 0,5;

для гладких горячекатаных стержней — 1,0;

для обыкновенной арматурной проволоки, применяемой в сварных каркасах и сетках — 1,25.

Примечание. Наряду с указаниями пп. 8.8—8.10 разрешается выполнять расчеты по раскрытию трещин также другими методами (например, при проектировании сборных тонкостенных элементов — по указаниям главы СНиП II-В.1-62).

8.11. При расчетах по формулам (84) и (86) напряжения в арматуре определяются:

а) для центрально растянутых элементов — по формулам:

$$\sigma_а = \frac{N^н}{F_а}; \quad \sigma_{а.т} = \frac{N_т}{F_а}; \qquad (87)$$

б) для изгибаемых элементов — по формулам:

$$\sigma_а = \frac{M^н}{F_а z}; \quad \sigma_{а.т} = \frac{M_т}{F_а z}; \qquad (88)$$

в) для внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов по формулам:

$$\sigma_а = \frac{N^н (e \pm z)}{F_а z}; \quad \sigma_{а.т} = \frac{N_т (e \pm z)}{F_а z}, \qquad (89)$$

где z — плечо внутренней пары, определяемое по стадии упругой работы без учета растянутой зоны бетона; разрешается величину z принимать также по результатам расчета сечения на прочность (с прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне сжатой зоны);

e — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры $F_а$ до точки приложения продольной силы $N^н$ или $N_т$.

Величины $N_т$ и $M_т$ определяются по формулам (78)—(82) при значениях коэффициента $m_{к.с} = 1$; при этом значение коэффициента m_h (см. п. 6.3) допускается принимать равным 0,9.

В формулах (89) знак плюс принимается при внецентренном растяжении, а знак минус — при внецентренном сжатии.

8.12. При определении ширины раскрытия трещин в предварительно напряженных элементах величины $\sigma_а$ и $\sigma_{а.т}$ в формулах (84) и (86) представляют собой не полное напряжение в арматуре, а приращение напряжений соответственно от нормативной эксплуатационной нагрузки и от нагрузки, вызывающей появление трещин, по сравнению с предварительным напряжением σ_0, соответствующим нулевым напряжениям в прилегающем бетоне.

Значение $\sigma_а$ для предварительно напряженных элементов определяется по формуле (89) с учетом силы обжатия N_0 как внешней сжимающей силы.

Значение $\sigma_{а.т}$ для предварительно напряженных элементов определяется по формулам (87), (88) и (89) без учета силы N_0.

Величины $N_т$ и $M_т$, подставляемые в формулы (87)—(89), определяются из соотношений (78), (79), (81) и (82), как для ненапряженных элементов.

Если $\sigma_{а.т} > \sigma_а$, в формулу (86) при определении величины $l_т$ подставляется $\sigma_{а.т} = \sigma_а$, а величина $R^н_р$ умножается на коэффициент условий работы $m_{тр} = 0{,}75$.

Величину z для расчета напряжений $\sigma_а$ по формулам (88) и (89) разрешается принимать равной:

а) для прямоугольных, тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с одиночной и двойной арматурой $z = \eta h_0$,

где η — коэффициент, принимаемый по табл. 20;

б) для круглых и кольцевых сечений $z = 1{,}6\,(R - a)$,

где R — внешний радиус кольца или радиус круга;

a — расчетная толщина защитного слоя.

Таблица 20

$\frac{F_a}{bh_0} \cdot 100$	Коэффициенты η				
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5
η	0,85	0,8	0,75	0,7	0,65

9. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ МНОГОКРАТНО ПОВТОРЯЮЩИХСЯ НАГРУЗОК

9.1. Элементы железобетонных конструкций рассчитываются на выносливость в предположении упругой работы элементов и исходя из гипотезы плоских сечений.

Элементы, не подвергаемые предварительному напряжению, рассчитываются на выносливость в предположении их работы по второй стадии (без учета растянутой зоны бетона и с треугольной эпюрой напряжений в сжатой зоне). Допускается также при вычислении величины краевых напряжений в бетоне и напряжений в арматуре определять плечо внутренней пары сил по результатам расчета сечения на прочность.

Предварительно напряженные элементы рассчитываются на выносливость в предположении их работы в упругой стадии по приведенным характеристикам сечения с учетом установившихся напряжений в бетоне и арматуре в соответствии с указаниями п. 5.6. Коэффициенты приведения n и n' принимаются по указаниям пп. 3.12 и 5.7.

9.2. В элементах железобетонных конструкций рассчитывается на выносливость растянутая (продольная и поперечная) арматура и бетон в сжатой, а в необходимых случаях, и в растянутой зоне. При этом величина напряжений в растянутой арматуре не должна превышать значений $m_{к.с} R'_a$, определяемых по указаниям пп. 3.10 и 3.11, а краевые напряжения в бетоне не должны превышать значений $m_{к.с} R'_б$, определяемых по указаниям п. 3.4.

Характеристики цикла ρ_a для продольной арматуры и $\rho_б$ для краевых напряжений определяются согласно п. 9.1.

9.3. В элементах железобетонных конструкций, не подвергаемых предварительному напряжению, равнодействующая главных растягивающих напряжений, независимо от соблюдения условия (43), должна быть полностью передана на поперечную арматуру, если число циклов повторных загружений конструкции за расчетный период больше числа циклов $N_{мин}$, определяемого по табл. 4, при котором не требуется проверка бетона на выносливость.

В элементах предварительно напряженных железобетонных конструкций поперечная арматура на выносливость не рассчитывается, если величина главных растягивающих напряжений, определенная по указаниям п. 7.13, не превышает значений $m_{к.с} R'_р$.

9.4. При расчете элементов на трещиностойкость краевые растягивающие напряжения не должны превышать соответствующих нормативных сопротивлений бетона на выносливость, умноженных на коэффициенты $m_{к.с}$ и $m_{тр}$, принимаемых по указаниям пп. 4.10, 4.11 и 8.7.

9.5. Для элементов конструкций, подверженных повторным загружениям с числом циклов меньше 10^6 за расчетный период эксплуатации, величина $m_{к.с}$ может приниматься при специальном обосновании больше 1.

9.6. При определении ширины раскрытия трещин и деформаций в элементах, подвергающихся многократно повторяющимся загружениям и подлежащих расчету на выносливость бетона (в соответствии с данными табл. 4), значения коэффициента ψ_a (см. п. 8.10) принимаются равными 1, а значение $\varepsilon_б$ в формуле (84) равным нулю.

10. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ И ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

10.1. Учет температурных и влажностных воздействий производится:

а) при расчете несущей способности бетонных и железобетонных статически неопределимых конструкций, а также тех статически определимых конструкций, которые вследствие температурных воздействий могут испытывать дополнительные внешние силовые воздействия;

б) при проверке трещиностойкости бетонных и железобетонных конструкций, к которым предъявляются требования водонепроницаемости или нарушение монолитности которых может изменить статическую схему рабо-

ты и привести к снижению их надежности или долговечности;

в) при определении температурных и влажностных деформаций и перемещений элементов сооружений для назначения конструкции температурно-усадочных швов и противофильтрационных уплотнений;

г) при назначении температурных режимов, требуемых по условиям возведения бетонного сооружения и нормальной его эксплуатации;

д) при обосновании программы наблюдений за сооружениями в строительный и эксплуатационный периоды.

Примечания: 1. Температурные и влажностные воздействия для эксплуатационного периода допускается не учитывать для конструкций подземных сооружений, а также для тонкостенных сооружений, свобода перемещений которых практически обеспечена.

2. При расчете бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия следует руководствоваться также нормами проектирования отдельных видов сооружений.

10.2. В расчетах учитываются следующие основные температурные и влажностные воздействия:

а) изменение температуры воздуха, окружающего сооружение, а также воды в реке и водоеме;

б) изменение температуры основания сооружения;

в) влияние температуры укладываемого бетона;

г) тепловыделение бетона (экзотермия); при этом рекомендуется учитывать влияние температуры твердения на интенсивность тепловыделения;

д) разность в температурах отдельных частей сооружений; разность между температурой бетонных элементов сооружения во время замыкания швов и последующей эксплуатационной температурой;

е) влияние искусственных мероприятий, имеющих целью регулирование температуры бетона (охлаждение бетонной кладки водой по системе труб, водяной рубашкой; прогрев паром, электрообогрев поверхности и т. д.);

ж) влагоотдача бетона с открытой поверхности в окружающий воздух.

Примечания: 1. Разрешается не учитывать усадку бетона при расчете бетонных конструкций, находящихся под водой, контактирующих с водой или засыпанных землей, для которых были приняты меры по предотвращению высыхания бетона в период строительства.

2. В отдельных случаях рекомендуется учитывать влияние набухания бетона, контактирующего с водой. При этом в расчетах увлажнения бетона следует учитывать также фильтрацию воды в бетоне.

10.3. Температурные воздействия, как правило, относятся к основным сочетаниям нагрузок и воздействий для бетонных конструкций и к особым сочетаниям для железобетонных конструкций.

Примечания: 1. Влажностные воздействия, учитываемые одновременно с температурными, относятся к особому сочетанию нагрузок и воздействий.

2. При проверке трещиностойкости бетонных конструкций рассматривается только одно сочетание нагрузок и воздействий. Выбор расчетного сочетания нагрузок и воздействий (основное или особое) должен быть обоснован.

3. Не разрешается учитывать в особом сочетании наиболее тяжелые температурные условия совместно с другими воздействиями (сейсмика, взрыв и т. д.); в этом случае следует учитывать лишь температурные воздействия в основных сочетаниях нагрузок.

10.4. Значения тепло- и влагофизических характеристик бетона, необходимых для расчета температурного и влажностного режима и напряженного состояния бетонных сооружений I и II классов капитальности, следует определять на стадии рабочих чертежей экспериментальным путем.

На стадии проектного задания для сооружений всех классов капитальности и на стадии рабочих чертежей для сооружений III и IV классов капитальности разрешается принимать следующие значения тепло- и влагофизических характеристик бетона:

коэффициент линейного расширения $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ 1/*град*;

коэффициент теплопроводности в строительный период $\lambda = 2{,}3 \frac{ккал}{м \cdot ч \cdot град}$

то же, в эксплуатационный период $\lambda = 1{,}7 \frac{ккал}{м \cdot ч \cdot град}$;

удельная теплоемкость $c = 0{,}24 \frac{ккал}{кг \cdot град}$;

коэффициент температуропроводности в строительный период $a_т = 4 \cdot 10^{-3}$ *м*²/*ч*;

то же, в эксплуатационный период $a_т = 3 \cdot 10^{-3}$ *м*²/*ч*;

коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона в воздух $\beta = 20 \frac{ккал}{м^2 \cdot ч \cdot град}$;

коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона, выходящей внутрь полых швов, шахт, тепляков: $\beta = 10 \div 6 \frac{ккал}{м^2 \cdot ч \cdot град}$;

коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона, омываемой водой: $\beta = \infty$;

коэффициент линейной усадки $\alpha_у = 3 \times 10^{-2} \frac{мм/мм}{г/г}$;

коэффициент линейного набухания в слу-

чае гигроскопического увлажнения бетона $\alpha_{н.г}=3\cdot10^{-2}\ \frac{мм/мм}{г/г}$;

коэффициент линейного набухания в случае непосредственного контакта бетона с водой $\alpha_{н.к}=5\cdot10^{-3}\ \frac{мм/мм}{г/г}$;

коэффициент диффузии влаги $a_в=5\times10^{-6}\ м^2/ч$;

коэффициент влагоотдачи с открытой поверхности бетона в воздух $\beta_в=2\cdot10^{-4}\ м/ч$.

Примечания: 1. Коэффициентами линейной усадки $\alpha_у$ и линейного набухания $\alpha_н$ бетона называются относительные деформации — соответственно усадки и набухания, вызываемые изменениями на единицу его весовой относительной влажности при равномерных высыхании и увлажнении.

2. Коэффициентом диффузии влаги в бетоне $a_в$ называется количество влаги ($кг$), протекающее через единицу площади ($м^2$) поверхности, равной влажности в единицу времени ($ч$) при единичном градиенте концентрации влаги $\frac{кг/м^3}{м}$.

3. Коэффициентом влагоотдачи $\beta_в$ с открытой поверхности бетона в воздух называется количество влаги ($кг$), отдаваемое бетоном с единицы поверхности ($м^2$) в единицу времени ($ч$) при единичном перепаде между влажностью поверхности бетона и влажностью бетона, которая равновесна влажности окружающей среды ($кг/м^3$).

4. Разрешается принимать в расчетах на стадии рабочих чертежей для сооружений I и II классов капитальности указанные в настоящем пункте значения следующих характеристик бетона: удельной теплоемкости c, коэффициентов теплоотдачи β, коэффициента линейной усадки $\alpha_у$, коэффициентов линейного набухания $\alpha_{н.к}$, $\alpha_{н.г}$, коэффициента диффузии влаги $a_в$, коэффициента влагоотдачи $\beta_в$.

10.5. За основную характеристику тепловыделения бетона могут приниматься кривые изотермического или адиабатического тепловыделения бетона проектного состава.

Для сооружений I и II классов капитальности на стадии рабочих чертежей следует принимать лабораторные данные о тепловыделении бетона производственного состава. Для сооружений I и II классов капитальности на стадии технического проекта, а для сооружений III и IV классов — на всех стадиях проектирования допускается принимать значения тепловыделения бетона по справочным данным и аналогам.

10.6. Температурные и влажностные воздействия рекомендуется учитывать в два этапа:

а) расчет температурного и при необходимости влажностного режима сооружений, конструкций и их отдельных элементов;

б) расчет усилий и напряжений, возникающих при температурных и влажностных воздействиях.

10.7. Температурные и влажностные поля бетонных сооружений рассчитываются методами строительной физики с использованием основных положений и представлений, принятых для нестационарных процессов.

10.8. Влияние поверхностной тепло- или влагоизоляции, частным случаем которой является опалубка, рекомендуется учитывать решением задачи тепло- или влагопроводности в многослойном теле.

Примечание. Допускается учитывать влияние поверхностной тепло- или влагоизоляции при помощи общих коэффициентов теплоотдачи β^* или влагоотдачи $\beta^*_в$, вычисленных по формулам:

$$\beta^*=\frac{\beta\lambda_и}{\lambda+\beta h_и}; \qquad (90)$$

$$\beta^*_в=\frac{\beta_в a_{ви}}{a_в+\beta_в h_{ви}}, \qquad (91)$$

где $\lambda_и$ и $a_{в.и}$ — соответственно коэффициенты теплопроводности и диффузии влаги материала изоляции, принимаемые по справочным данным;

$h_и$ и $h_{в.и}$ — соответственно толщины слоя тепло- или влагоизоляции;

β и $\beta_в$ — соответственно коэффициенты тепло- и влагоотдачи с открытой поверхности бетона.

10.9. Определение усилий для внешне статически неопределимых систем производится по правилам строительной механики с использованием решений теории упругости и с учетом ползучести бетона.

Определение температурных и влажностных напряжений в массивных конструкциях, а также во внешне статически определимых элементах с нелинейным распределением температур и влажности по их сечениям рекомендуется выполнять на основе решения задач теории упругости с учетом ползучести бетона.

Расчет усилий и деформаций в бетонных и железобетонных статически неопределимых конструкциях, состоящих из стержневых и плитных элементов, производится:

а) на изменение средних расчетных температур $T_р$ и влажности $W_р$;

б) на изменение средних расчетных градиентов температуры $\Delta T_р$ и влажности $\Delta W_р$.

Расчет рекомендуется выполнять в два этапа: первый — на изменение температуры (влажности) элементов конструкции в пери-

од ее нормальной эксплуатации; второй — на изменение температуры (влажности) конструкции от момента замыкания отдельных ее элементов в статически неопределимую систему до установившегося состояния сооружения в период эксплуатации.

Усилия и деформации определяются в соответствии с пп. 4.5 и 4.8.

Примечания: 1. Под средней расчетной температурой (влажностью) элемента, с которой связаны его осевые деформации, подразумевается объем эпюры распределения температуры (влажности) по поперечному сечению элемента, деленный на площадь поперечного сечения. Для плитных элементов прямоугольного сечения средняя температура (влажность) определяется как частное от деления площади эпюры распределения температуры (влажности) по толщине элемента на толщину последнего.

2. Средний расчетный градиент температуры (влажности) элемента в рассматриваемом направлении, с которым связаны углы поворота его поперечных сечений, определяется как тангенс угла в этом направлении между основаниями условной призматической эпюры распределения температуры (влажности) по сечению элемента. При этом объем и статический момент условной эпюры должен быть равен объему и статическому моменту действительной эпюры распределения температуры (влажности) по сечению элемента.

Для плитных элементов прямоугольного сечения средний градиент температуры (влажности) определяется как тангенс угла между основаниями условной трапецеидальной эпюры распределения температуры (влажности) по толщине элемента.

10.10. При учете влажностных напряжений принимаются во внимание лишь те изменения средней расчетной влажности, среднего расчетного градиента влажности и криволинейности действительной эпюры распределения влажности по сечению элемента, которые связаны с изменениями эффективной влажности бетона.

Эпюра распределения эффективной влажности по сечению элемента находится из действительной эпюры распределения влажности бетона по толщине поперечного сечения элемента отбрасыванием ее частей, лежащих выше критической влажности бетона $U_{кр}$ при расчете усадки и ниже — при расчете набухания.

Критическая влажность тяжелого бетона при усадке определяется по формуле

$$U_{кр} = W + U^{*}_{кр} k, \qquad (92)$$

где W — расчетная равновесная влажность бетона в конструкции, соответствующая относительной влажности воздуха 70%, равная: 0,0125 *г/г* — для конструкций немассивных и 0,00625 *г/г* — для конструкций массивных;

$U^{*}_{кр}$ — расчетная избыточная сверх равновесной влажности критическая влажность бетона, равная: 0,01 *г/г* — для конструкций немассивных и 0,005 *г/г* — для конструкций массивных;

k — коэффициент, принимаемый по табл. 21.

Для конструкций средней массивности (см. примечание 3 к настоящему пункту) значения W и $U^{*}_{кр}$ определяются интерполяцией.

При расчете напряжений набухания следует различать два случая: набухание бетона за счет гигроскопического увлажнения путем адсорбции водяных паров из воздуха (влажностные деформации, связанные с колебаниями влажности и температуры воздуха) и набухание бетона за счет контакта с водой (собственно набухание).

В первом случае критическая влажность тяжелого бетона при набухании принимается равной критической влажности бетона при усадке $U_{кр}$; во втором случае критическая влажность бетона принимается равной нулю, т. е. расчет напряжений производится по изменениям действительной влажности бетона. В каждом случае расчет влажностных деформаций производится со своими коэффициентами линейного набухания бетона (см. п. 10.4).

Примечания: 1. Эффективной влажностью бетона называется та часть действительной влажности бетона, изменение которой при высыхании бетона сопровождается деформациями усадки, а при увлажнении — деформациями набухания.

2. Критической влажностью бетона при усадке называется такая величина влажности, ниже которой появляются деформации усадки. Критической влажностью бетона при набухании называется такая величина влажности, превышение которой вызывает появление деформаций набухания.

3. Бетонные и железобетонные конструкции в зависимости от модуля поверхности элемента конструкции m в $м^{-1}$ (отношение поверхности элемента, через которую происходит влагообмен со средой, к его объему), подразделяются на: массивные — при $m \leqslant 2$; средней массивности — при $2 < m \leqslant 15$; немассивные — при $m > 15$.

Таблица 21

Коэффициенты k

Проектная марка бетона	100	150	200	250	300	350	400	500
k	1,60	1,50	1,40	1,35	1,30	1,25	1,2	1,1

10.11. Если бетонные конструкции, которые рассчитываются с учетом работы растянутой зоны (изгибаемые, внецентренно сжатые с большими эксцентриситетами элементы), подвергаются непосредственным воздействиям значительных колебаний температуры (влажности) внешней среды, то кроме напряжений, отмеченных в п. 10.9, и напряжений от внешних сил следует учитывать влияние температурных и усадочных растягивающих напряжений, вызываемых изменением отклонения действительной эпюры температуры (влажности) по сечению элемента от условной призматической эпюры ее распределения (см. п. 10.9, примечание 2).

10.12. При проверке трещиностойкости бетонных конструкций, подверженных температурным и влажностным воздействиям, в зависимости от статических условий работы элемента сооружения учитываются:

а) изменение средней расчетной температуры $T_р$ (влажности $W_р$);

б) изменение среднего расчетного градиента температуры $\Delta T_р$ (влажности $\Delta W_р$);

в) изменение отклонения действительной эпюры температуры (влажности) по сечению элемента от условной призматической эпюры ее распределения.

10.13. Расчет по трещиностойкости бетонных конструкций при температурных и влажностных воздействиях производится по формуле

$$\sigma^*(t) \leqslant \varepsilon'_{пред}(t)\, E(t)\, m_{т.в}, \qquad (93)$$

где $\sigma^*(t)$ — напряжения в бетоне в рассматриваемый момент времени с учетом ползучести;

$\varepsilon'_{пред}(t)$ — предельная растяжимость бетона в том же возрасте (при кратковременных испытаниях);

$E(t)$ — модуль упругости бетона в возрасте t (п. 10.15);

$m_{т.в}$ — дополнительный коэффициент условий работы бетона при температурных и влажностных воздействиях; коэффициент $m_{т.в}$ принимается по табл. 22.

Для сооружений I и II классов капитальности величины $\varepsilon'_{пред}(t)$ следует определять экспериментальным путем. При отсутствии опытных данных на стадии технического проекта таких сооружений и на всех стадиях проектирования сооружений III и IV классов допускается принимать $\varepsilon'_{пред}(t) = 0{,}8 \cdot 10^{-4}$ при условии соответствующего подбора состава бетона.

Таблица 22

Дополнительные коэффициенты условий работы бетона при температурных и влажностных воздействиях $m_{т.в}$

Расчетный случай	Значения дополнительных коэффициентов условий работы $m_{т.в}$ при классе капитальности сооружений			
	I, II		III, IV	
	и сочетании нагрузок и воздействий			
	основное	особое	основное	особое
Эксплуатационный	0,7	0,8	0,8	0,9
Строительный	0,8	0,9	0,9	0,95

10.14. Усилия, напряжения и перемещения от температурных и влажностных воздействий строительного периода определяются с учетом ползучести бетона и изменения во времени модуля упругости.

10.15. Деформативные характеристики бетона, необходимые для учета переменного модуля упругости и ползучести бетона при расчете сооружений I и II классов капитальности на стадии рабочих чертежей, следует определять экспериментально. Для этих же сооружений на стадии технического проекта, а для сооружений III и IV классов капитальности — на всех стадиях проектирования допускается, при отсутствии опытных данных, принимать деформативные характеристики по аналогам.

10.16. Ползучесть бетона при расчете температурных и влажностных напряжений рекомендуется учитывать методами теории упруго ползучего тела.

10.17. При проектировании конструкций, испытывающих температурные и влажностные воздействия, надлежит, как правило, предусматривать такие конструктивные решения и технологические мероприятия, которые предотвращают возникновение существенных температурных и усадочных усилий и повышают трещиностойкость бетона и монолитность всего сооружения.

Арматуру, воспринимающую температурные и усадочные усилия, допускается устанавливать в том случае, когда другие конструктивные и технологические мероприятия не обеспечивают несущей способности или требуемой по условиям эксплуатации монолитности сооружения.

При проектировании массивных монолитных и сборно-монолитных конструкций рекомендуется предусматривать следующие основные мероприятия:

а) конструктивные:

1) выбор наиболее рационального в данных природных условиях типа сооружения;

2) рациональная разбивка сооружения температурно-усадочными швами на секции и разрезка на блоки бетонирования;

3) постоянная теплоизоляция наружных бетонных поверхностей;

4) армирование бетонных блоков в местах вероятного появления трещин;

б) технологические:

1) снижение тепловыделения бетона путем применения низкотермичных марок цемента, допустимого уменьшения расхода цемента за счет использования воздухововлекающих и пластифицирующих добавок, камнебетона, золы-уноса и др.;

2) максимальное рассеивание начального тепла и экзотермии путем наиболее выгодного сочетания высоты ярусов бетонирования и интервалов между укладкой ярусов при заданной интенсивности роста сооружения;

3) регулирование температуры бетонной смеси путем подогрева или искусственного охлаждения ее составляющих; зимой — для снижения температурного перепада между блоками и окружающей средой, летом — для ограничения подъема температур блоков в период их экзотермического разогрева;

4) регулирование температурного и влажностного режима поверхностей бетонных массивов с целью защиты их от резких колебаний температуры среды в холодное время года, поддержания во влажном состоянии в теплое время и т. п. при помощи постоянной или временной теплоизоляции или теплогидроизоляции, поливки водой, устройства шатров с кондиционированием климата и т. д.;

5) применение трубного охлаждения бетонной кладки;

6) повышение однородности бетона, обеспечение его высокой растяжимости, повышение предела прочности на осевое растяжение.

11. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ УКАЗАНИЯ

11.1. Для предотвращения образования трещин или уменьшения их раскрытия в монолитных бетонных и железобетонных сооружениях должны предусматриваться постоянные температурно-усадочные и осадочные швы, а также временные строительные швы. Постоянные швы должны обеспечивать возможность взаимных перемещений частей сооружений как во время строительства, так и во время эксплуатации. Временные строительные швы устраиваются для обеспечения возможных временных взаимных перемещений частей сооружения вследствие температурных и осадочных деформаций.

11.2. Постоянные швы в сооружениях могут выполняться либо сквозными, либо в виде надрезов по тем поверхностям, которые подвержены значительным колебаниям температуры.

Расстояние между постоянными, а также временными швами назначается в зависимости от климатических и геологических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т. п.

В частях массивных монолитных и сборно-монолитных сооружений, которые подвержены значительным колебаниям температуры и перемещения которых затрудняются связью со скальным основанием или с бетоном внутренних частей сооружения, расстояние между температурно-усадочными швами определяется расчетом в соответствии с указаниями раздела 10. Расстояние между постоянными швами в сооружениях на скальном основании рекомендуется назначать в пределах от 6 до 25 *м*.

В частях сооружений, не подвергающихся значительным колебаниям температуры (подводные, подземные части и т. п.), или расположенных на нескальных основаниях, расстояния между постоянными швами назначаются в зависимости от характера сооружения, его конструктивных особенностей и свойств оснований. Постоянные швы могут не устраиваться в этих частях сооружений, если осадки ос-

нований малы, а достаточное охлаждение массива происходит во время строительства.

11.3. В сборных конструкциях специальные температурные швы, как правило, могут не устраиваться. При проектировании таких конструкций следует предусматривать возможность использования стыковых швов между элементами для обеспечения свободы температурных деформаций.

11.4. Строительные швы рекомендуется располагать в наименее напряженных сечениях так, чтобы они существенно не ослабляли сооружение.

В монолитных и сборно-монолитных конструкциях проектом должны предусматриваться мероприятия по обеспечению надежной связи по поверхностям контакта при замоноличивании строительных швов, а также между сборными элементами и монолитным бетоном.

В необходимых случаях во временных швах должно предусматриваться противофильтрационное уплотнение упрощенного типа.

11.5. Для уменьшения температурно-усадочных напряжений, а также вредного влияния неравномерных осадок основания рекомендуется устраивать временные расширенные швы с последующим заполнением их бетоном (замыкающие блоки), выполнение которого рекомендуется предусматривать после выравнивания температур и погашения основных осадок, по возможности в холодное время года.

11.6. Максимальные размеры блоков бетонирования в бетонных и железобетонных конструкциях следует назначать такими, чтобы предотвратить возникновение промежуточных трещин между строительными швами.

11.7. Разрешается при надлежащем обосновании применять конструктивное армирование сетками в бетонных сооружениях, открытые поверхности которых подвергаются воздействиям резких колебаний температуры и влажности, а также работающих в особо суровых климатических условиях. При этом количество арматурных стержней одного направления в сетке должно быть таким, чтобы шаг стержней был не более 15 диаметров стержня, а диаметр стержня не более 25 *мм*.

Примечание. К резким колебаниям температуры относятся отклонения среднемесячных температур от среднегодовых на 20°С и более. Особо суровые климатические условия характеризуются среднемесячной температурой наиболее холодного месяца ниже —20°С.

11.8. Арматура железобетонных конструкций должна предусматриваться преимущественно в виде армоконструкций: армоферм, армопакетов, сварных каркасов и сеток. Рекомендуется применение пространственных армокаркасов (армоблоков), а также армопанельных плит, содержащих в себе частично или полностью рабочую арматуру данного конструктивного элемента.

Следует стремиться к тому, чтобы количество применяемых в одной конструкции или в одном элементе типов и диаметров арматуры было минимальным.

Штучную арматуру допускается применять лишь как исключение.

11.9. Типы армоконструкций должны назначаться с учетом принятого способа производства работ и обеспечивать возможность механизированной подачи бетона и тщательной его проработки.

Допускается применение несущих сварных арматурных каркасов, воспринимающих производственные нагрузки (от веса свежеуложенного бетона, строительных механизмов, транспортных машин и т. п.), в случаях, когда целесообразность такого использования арматурных каркасов подтверждена технико-экономическими расчетами.

11.10. Монтажная арматура в арматурных конструкциях должна максимально использоваться в качестве поперечной расчетной арматуры железобетонного элемента. В связи с этим следует предусматривать приварку этой арматуры расчетным сварным швом, определяемым из условия его равнопрочности основному сечению.

11.11. Толщину защитного слоя бетона следует принимать:

а) не менее 30 *мм* для рабочей арматуры и 20 *мм* для распределительной арматуры и хомутов в балках и плитах высотой до 1 *м*, а также в колоннах с меньшей стороной по сечению до 1 *м*;

б) не менее 60 *мм* и не менее диаметра стержня для рабочей и распределительной арматуры массивных конструкций.

В предварительно напряженных элементах, армированных стержневой арматурой без анкеров, толщина защитного слоя бетона для напрягаемой арматуры должна составлять не менее $1{,}5d$ стержня и не менее 40 *мм*.

Толщина защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях морских гидротехнических сооружений должна приниматься:

а) для рабочей проволочной арматуры в пучках — не менее 70 *мм*;

б) для рабочей арматуры стержневой — не менее 50 *мм*;

в) для распределительной арматуры и хомутов — не менее 30 *мм*.

Для сборных железобетонных элементов заводского изготовления проектной марки 200 и более толщина защитного слоя может быть уменьшена на 10 *мм* против указанных выше величин.

При эксплуатации железобетонных конструкций в условиях агрессивной среды толщина защитного слоя должна назначаться с учетом специальных требований по защите конструкций от коррозии.

11.12. Распределительная арматура для элементов, работающих в одном направлении, должна назначаться в пределах 10—15% от рабочей арматуры. При арматуре периодического профиля в балочных плитах распределительную арматуру рекомендуется устанавливать со стороны, ближайшей к наружным поверхностям конструкции.

11.13. Рекомендуется применение монтажных сварных стыков рабочей арматуры, выполняемых ванной сваркой. Допускается применение стыков с парными накладками, приваренными односторонними или двусторонними швами. Устройство стыков рабочей арматуры внахлестку без сварки в растянутых элементах с однозначной эпюрой напряжений не допускается.

В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, в одном сечении должно стыковаться, как правило, не более половины стержней рабочей растянутой арматуры. Применение стыков внахлестку (без сварки и со сваркой) для растянутой рабочей арматуры в этих конструкциях не допускается. Следует учитывать, что наиболее целесообразным типом заводского стыка рабочей арматуры является контактный стык, сваренный способом оплавления (для конструкций, рассчитываемых на выносливость, с механической зачисткой).

Сварка стержней арматуры, упрочненной вытяжкой (класса А-IIв и А-IIIв), должна производиться контактной сваркой способом оплавления до ее вытяжки.

Сварные стыки растянутых стержней не рекомендуется располагать в местах наибольших усилий.

11.14. Концы обрываемых стержней растянутой зоны изгибаемых и внецентренно сжатых элементов должны быть заведены за нормальное или косое сечение, где они не требуются по расчету, на длину не менее 20 диаметров; при этом площадь обрываемых в одном сечении стержней рабочей арматуры не должна превышать 25% общей площади растянутой арматуры.

11.15. Арматура элементов, работающих на растяжение с однозначной эпюрой напряжений (например, горизонтальная арматура быков щитового отделения ГЭС, арматура перекрытия водопроводных галерей шлюзов и т. п.), должна надежно анкероваться в сжатой зоне сопрягаемого элемента (напорной стены, днища и т. п.).

Во входящих углах сопряжений железобетонных элементов в растянутой зоне рекомендуется установка дополнительной арматуры в виде коротышей, которые должны привариваться к основной арматуре и заводиться в обе стороны от вершины входящего угла на расстояние не менее 0,3 высоты элемента. Площадь сечения коротышей должна составлять 20% площади сечения основной рабочей арматуры.

Основная рабочая арматура в углах сопряжения элементов должна надежно анкероваться в сжатой зоне (приваркой к сжатой арматуре). Если рабочая арматура не заводится в сжатую зону, то необходима постановка поперечной арматуры в узле для восприятия равнодействующей усилий, отрывающих растянутую зону сопрягаемых элементов от сжатой.

11.16. Анкеровка арматурных стержней, конструирование продольной и поперечной арматуры, сварные соединения арматуры должны выполняться с учетом указаний главы СНиП II-В.1-62.

11.17. При допустимой величине раскрытия трещин $a_т \leqslant 0{,}1$ *мм* (см. табл. 19), когда при диаметре стержней арматуры, определенном в соответствии с настоящей главой СНиП, все стержни этого диаметра не могут разместиться в два ряда и при этом нежелательно увеличивать количество рядов арматуры, разрешается размещать стержни расчетного диаметра только в наружном ряду, а во втором ряду размещать стержни более крупного диаметра, определенного из условия получения суммарной площади сечений, необходимой по расчету прочности. При этом диаметры стержней первого и второго рядов должны отличаться не более чем на 40%.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1.

НОРМАТИВНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА КОЭФФИЦИЕНТЫ ОДНОРОДНОСТИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Таблица 23

Нормативные сопротивления бетона в *кг/см²*

Вид напряженного состояния	Обозначения нормативного сопротивления	Проектная марка бетона по прочности на сжатие							
		100	150	200	250	300	350	400	500
		Проектная марка бетона по прочности на растяжение							
		Р11	Р15	Р18	Р20	Р23	—	Р27	Р31
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R^н_{пр}$	80	115	145	175	210	245	280	350
Сжатие при изгибе	$R^н_и$	100	140	180	215	260	305	350	440
Растяжение	$R^н_р$	10	13	16	18	21	23	25	28

Примечания: 1. При установлении марки бетона по прочности на растяжение разрешается принимать значения нормативных сопротивлений бетона растяжению $R^н_р$ равными их проектной марке по прочности на растяжение.

2. При расчете конструкций, в которых прочность бетона не достигла проектной марки, нормативные сопротивления бетона определяются интерполяцией.

Таблица 24

Коэффициенты однородности бетона

Вид напряженного состояния	Обозначения	Коэффициенты однородности бетона при проектной марке бетона по прочности на сжатие	
		100—200	> 200
Сжатие осевое и при изгибе	$K_{б.с}$	0,55	0,60
Растяжение	$K_{б.р}$	0,45	0,50

Таблица 25

Коэффициенты однородности арматуры

Вид арматуры	Коэффициенты однородности арматуры $K_а$
1. Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная, группы марок сталь 3	0,9
2. Сталь горячекатаная периодического профиля классов А-II и А-III	0,9
3. То же, класса А-IV	0,85
4. То же, класса А-V	0,8
5. Сталь периодического профиля классов А-IIв и А-IIIв, упрочненная вытяжкой с контролем заданного:	
а) удлинения и напряжения	0,9
б) только удлинения	0,8
6. Проволока арматурная обыкновенная (при применении в сварных сетках и каркасах) диаметром 3—8 *мм* включительно	0,8
7. Проволока высокопрочная по ГОСТ 7348—63 и ГОСТ 8480—63 диаметром 3—8 *мм* включительно	0,8

Примечание. Значения коэффициентов однородности арматуры, перечисленной в пп. 1, 2 и 6 табл. 25, разрешается повышать на 10%, если арматура применяется только в сборных конструкциях, изготовляемых на заводах или специально оборудованных полигонах, и подвергается систематическим испытаниям по соответствующим стандартам и если при этом во всех испытанных образцах значения предела текучести арматуры, указанной в пп. 1 и 2, превышают не менее чем на 10% наименьшее (нормативное) значение предела текучести или значения временного сопротивления арматуры, указанной в п. 6, не ниже нормированного значения этой величины, приведенной в главе СНиП II-В.1-62.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2.

КОЭФФИЦИЕНТЫ ПЕРЕГРУЗКИ

Таблица 26

Коэффициенты перегрузки

Тип нагрузки		№ п. п.	Наименование нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки n
Постоянные		1	Собственный вес сооружения	1,05 и 0,95
		2	Вертикальное давление от веса грунта	1,1 и 0,9
		3	Боковое давление грунта .	1,2 и 0,8
		4	Давление наносов при заилении водохранилища . . .	1,2
		5	Гидростатическое давление, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения и в бетоне (противодавление) .	1,0
Временные	длительные и кратковременные	6	Гидродинамическое давление воды с учетом пульсации потока	1,2
		7	Воздействия волн	1,1
		8	Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подъемных, перегрузочных и транспортных механизмов, а также нагрузки от веса людей, складируемых грузов и стационарного технологического оборудования	По СНиП II-А.11-62
		9	Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог	По СНиП II-Д.7-62
		10	Нагрузки от судов: навал и швартовные	1,2
		11	Ледовые нагрузки . . .	1,1
		12	Снеговые » . . .	1,4
		13	Ветровые » . . .	1,2
		14	Температурные и влажностные воздействия	1,0

Продолжение табл. 26

Тип нагрузки		№ п. п.	Наименование нагрузок и воздействий	Коэффициент перегрузки n
Временные	особые	15	Сейсмические воздействия	1,0
		16	Удар судна	1,2

Примечания: 1. В соответствующих случаях должны учитываться и другие нагрузки, например, сила трения воды о поверхность сооружения, давление плавающих тел, давление взрывной волны и др. Коэффициенты перегрузки в этих случаях устанавливаются по специальным требованиям.

2. Динамическое воздействие и перспективное увеличение нагрузок должны учитываться в нормативных значениях нагрузок независимо от коэффициента перегрузки.

3. В случаях, устанавливаемых нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений или индивидуальными техническими условиями, разрешается применять коэффициенты перегрузки, отличные от приведенных в табл. 26.

4. Значения n больше (меньше) единицы относятся к случаям, когда неблагоприятным является возможное отклонение нагрузок в большую (меньшую) сторону от их нормативных значений.

5. В расчетах прочности конструкций массивных сооружений разрешается при наличии опытных данных принимать коэффициент перегрузки для собственного веса бетона равным 1,0.

Коэффициенты перегрузки для собственного веса тонкостенных конструкций разрешается принимать в соответствии с п. 2.2 главы СНиП II-А.11-62.

6. При определении расчетных характеристик грунтов по их среднеминимальным и среднемаксимальным значениям, получаемым на основе лабораторных исследований, коэффициенты перегрузки к давлению грунта следует принимать равными 1,0.

7. В расчетах общей прочности конструкций массивных сооружений допускается принимать коэффициент перегрузки для собственного веса бетона равным 1,0; разрешается также коэффициент перегрузки вертикального давления от веса грунта принимать равным 1,0, если вес засыпки не превышает 20% общего веса.

8. В случаях, когда нормативные значения волновых и ледовых нагрузок определяются с расчетной вероятностью превышения не более 1%, коэффициенты перегрузки для этих нагрузок разрешается принимать равными 1,0.

9. Значения коэффициента перегрузки больше 1,0 для горного давления должны приниматься по нормам проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ГРАФИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ψ_a

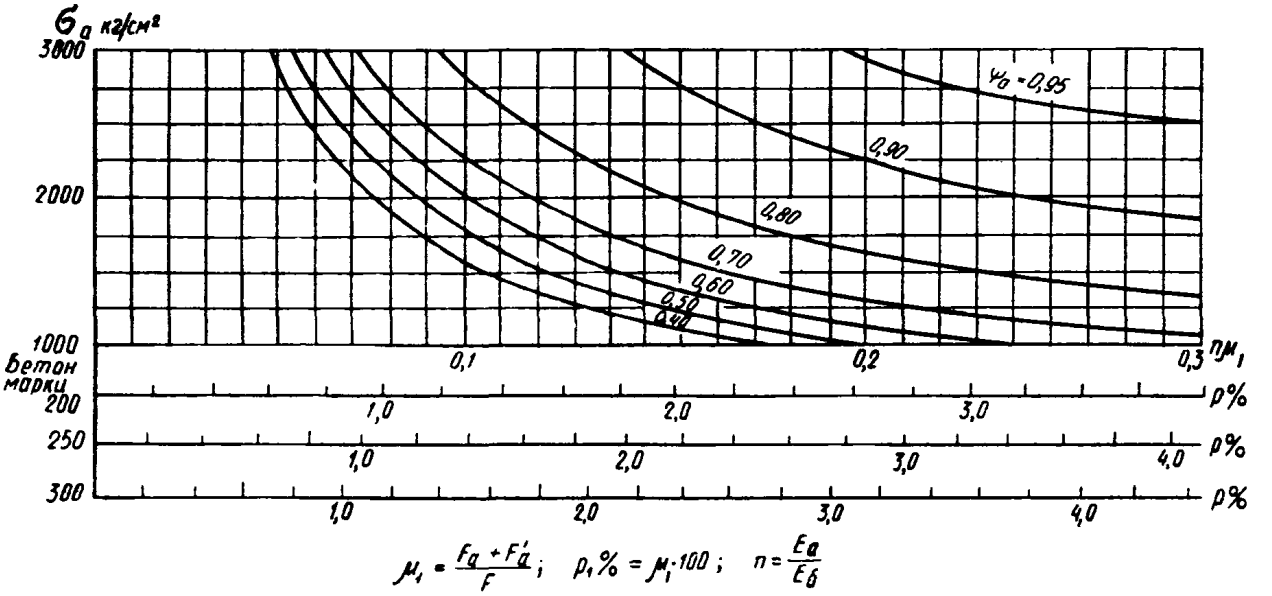


График 1. Центрально растянутые элементы

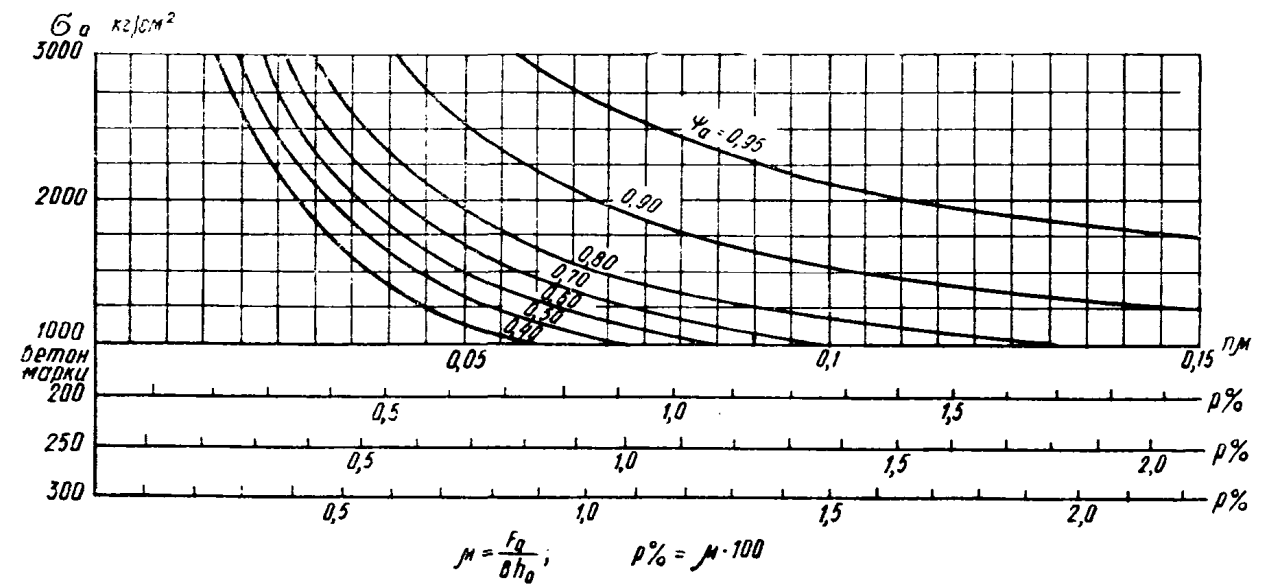
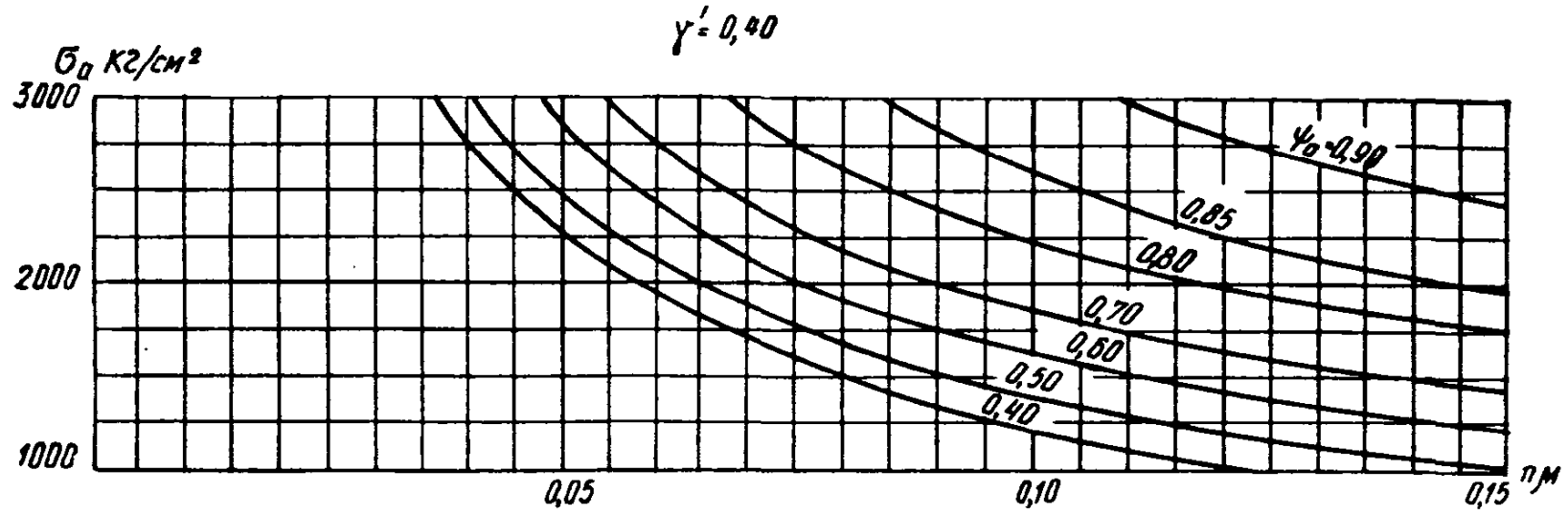
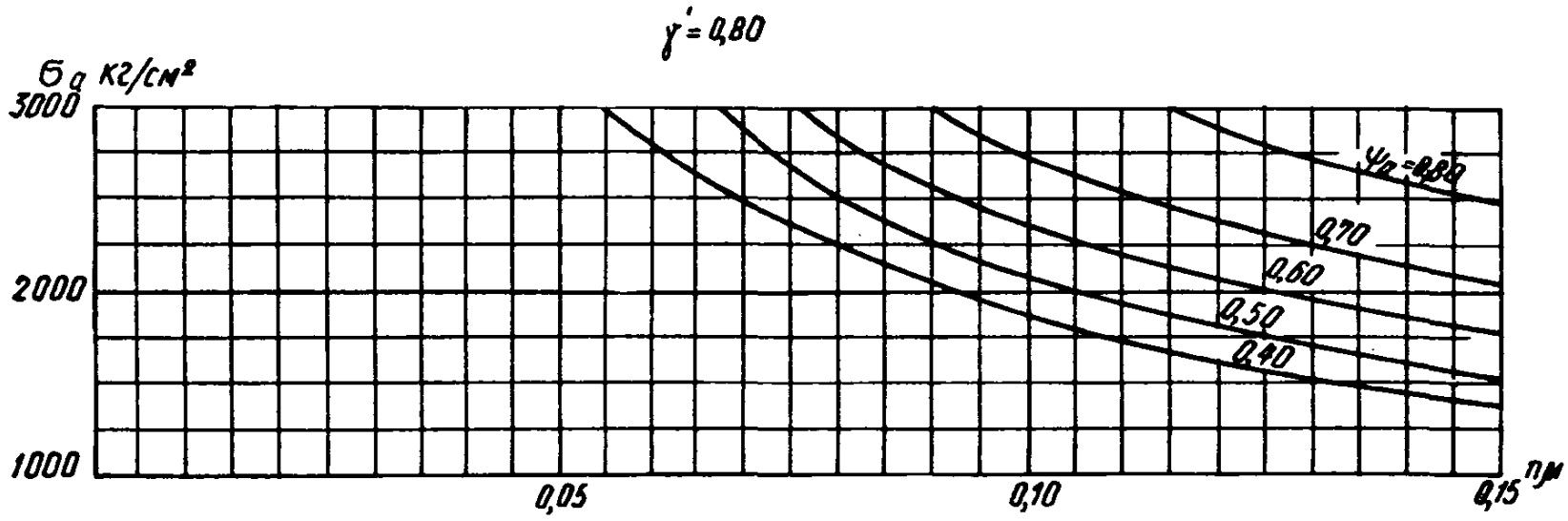


График 2. Изгибаемые элементы прямоугольного сечения

Значениями ψ_a, приведенными на графике 2, можно пользоваться для элементов с двойной арматурой и элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне.





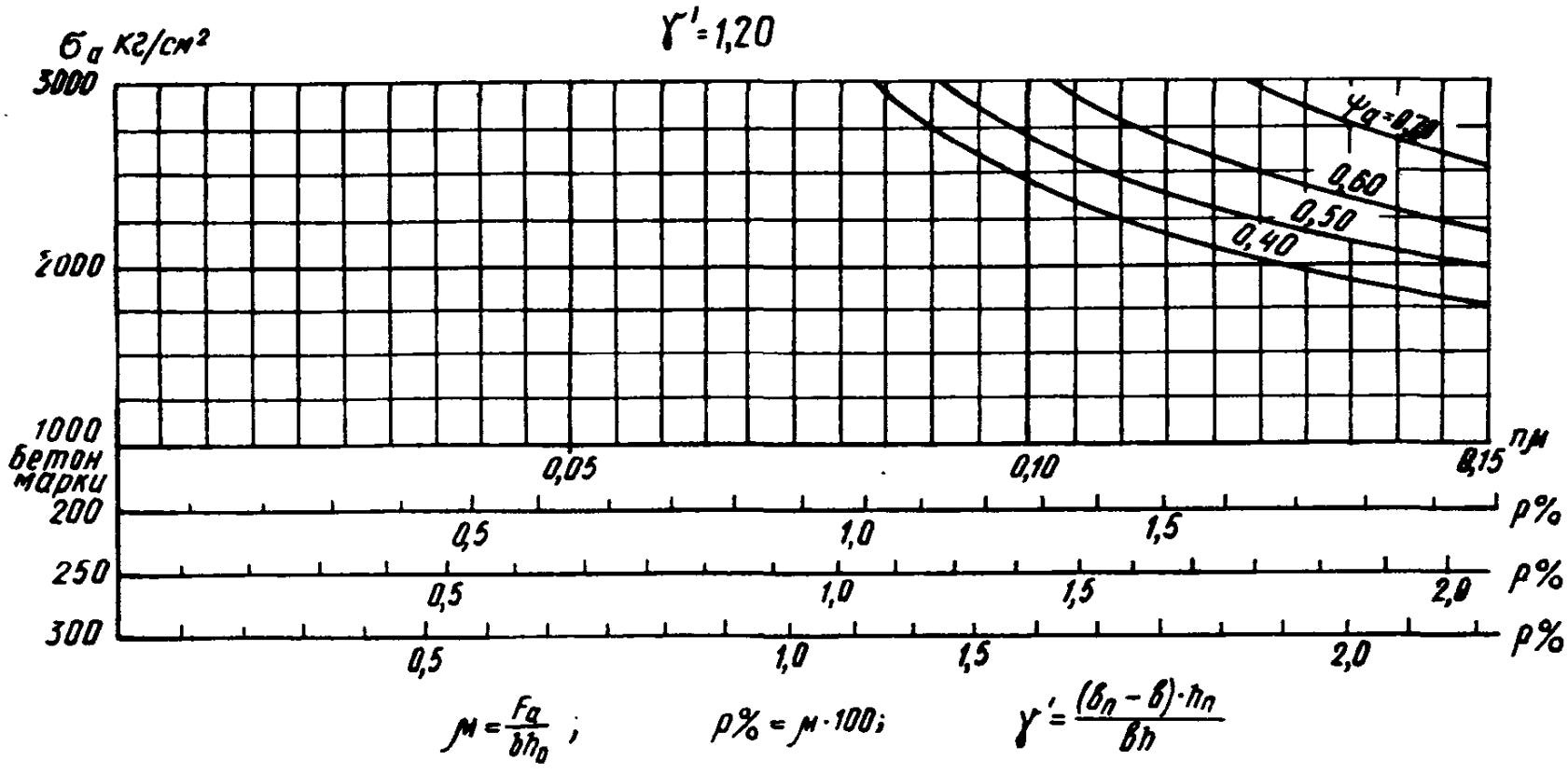


График 3. Изгибаемые элементы таврового сечения с полкой в растянутой зоне

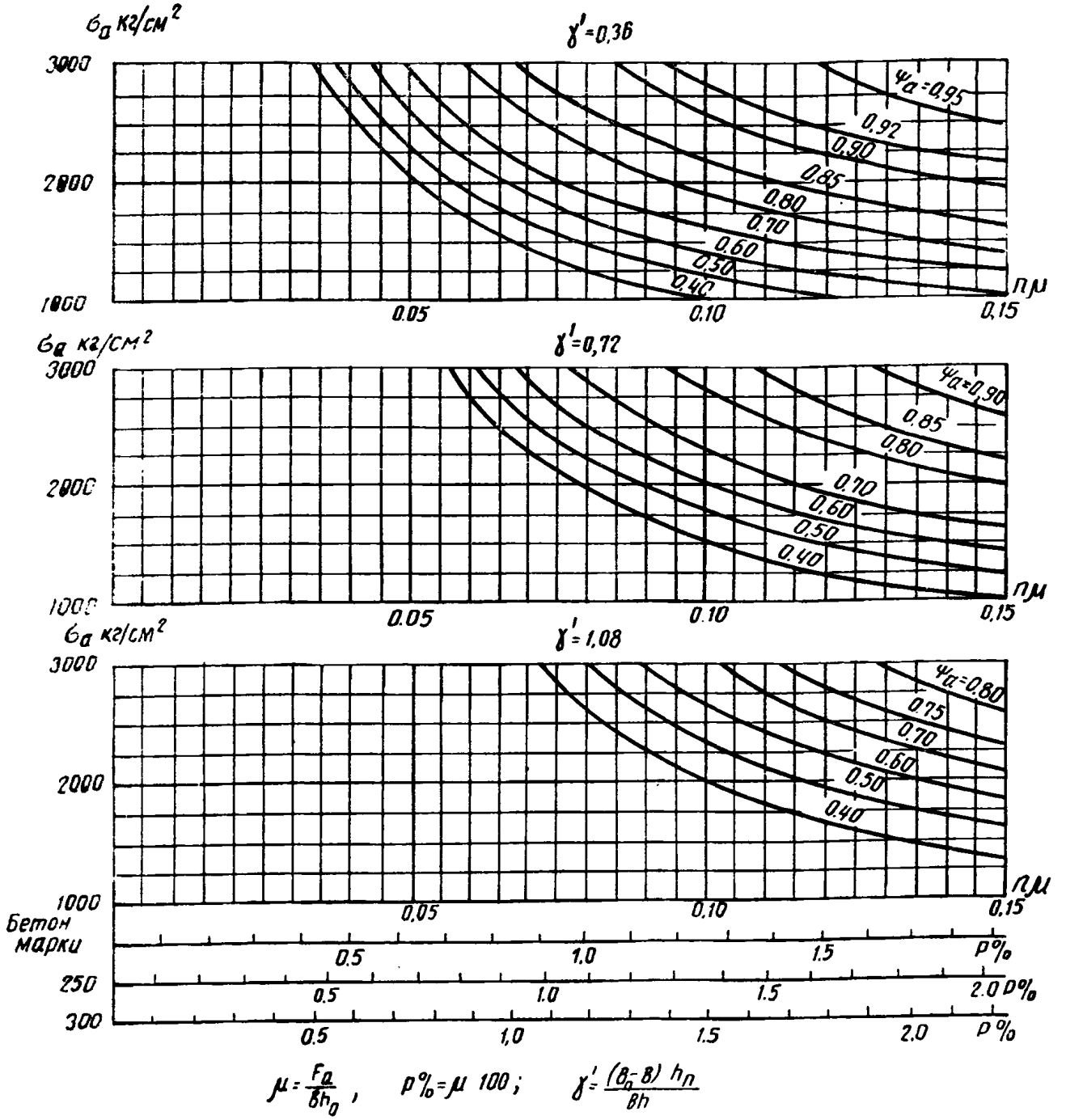


График 4. Изгибаемые элементы двутаврового и коробчатого сечений

Примечания к графикам прилож. 3. 1. σ_a — напряжение в арматуре при действии усилий от нормативной нагрузки.

2. Для элементов с жесткой арматурой, а также при многократно повторяющихся воздействиях принимают $\psi_a = 1$.

3. Вся область, лежащая ниже кривой $\psi_a = 0{,}40$, соответствует $\psi_a = 0{,}40$.

4. Значения ψ_a даны для кратковременного действия нагрузки. При длительном действии нагрузки $\psi_{a.дл} = \frac{2\psi_a + 1}{3}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ПРИНЯТЫЕ ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок в поперечном сечении элемента

M — изгибающий момент;
$M_т$ — изгибающий момент, при котором появляются трещины;
N — продольная сила;
$N_т$ — продольная сила, при которой появляются трещины;
Q — поперечная сила.

Характеристики материалов

R — проектная марка бетона по прочности на сжатие (кубиковая прочность бетона);
$R_{пр}$ и $R^н_{пр}$ — соответственно расчетное и нормативное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность);
$R_и$ и $R^н_и$ — соответственно расчетное и нормативное сопротивление бетона сжатию при изгибе;
$R_р$ и $R^н_р$ — соответственно расчетное и нормативное сопротивление бетона растяжению;
$R^н_а$ — нормативное сопротивление арматуры;
$R_а$ — расчетное сопротивление растянутой арматуры;
$R_{а.с}$ — расчетное сопротивление сжатой арматуры;
$E_б$ — начальный модуль упругости бетона;
$E_а$ — модуль упругости арматуры;

$$n=\frac{E_а}{E_б}.$$

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

A — обозначение продольной арматуры (всей или ненапрягаемой):
а) для изгибаемых элементов — расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий;
б) для внецентренно сжатых элементов — расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий, или у наименее сжатой стороны сечения;
в) для внецентренно растянутых элементов — наименее удаленной от точки приложения внешней продольной силы.

$A_н$ — обозначение напрягаемой части арматуры A.

A' — обозначение продольной арматуры (всей или ненапрягаемой):
а) для изгибаемых элементов — расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий;
б) для внецентренно сжатых элементов — расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий или у наиболее сжатой стороны сечения;
в) для внецентренно растянутых элементов — наиболее удаленной от точки приложения внешней продольной силы.

A — обозначение напрягаемой части арматуры A'.

Геометрические характеристики

b — ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового или двутаврового сечения;
h — высота прямоугольного, таврового или двутаврового сечения;
a и a' — расстояния от центра тяжести сечения арматуры соответственно $F_а$ и $F'_а$ до ближайшей кромки сечения;
h_0 и h'_0 — рабочая высота сечения ($h_0=h-a$; $h'_0=h-a'$);
x — высота сжатой зоны сечения;
z — расстояние между равнодействующими сжимающих и растягивающих усилий в сечении (плечо внутренней пары сил);
$z_б$ — расстояние между центром тяжести сжатой зоны бетона и равнодействующей усилий в арматуре;
e и e' — для железобетонных конструкций расстояния от точки приложения продольной силы N соответственно до равнодействующей усилий в арматуре $F_а$ и $F'_а$; для бетонных конструкций e расстояние от точки приложения силы N до менее напряженной грани сечения;
d — номинальный диаметр рабочей арматуры;
F — площадь всего бетона в поперечном сечении элемента;
$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;
$F_{пр}$ — площадь приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры;
$J_{пр}$ — момент инерции приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры;
$W_р$ и $W_с$ — момент сопротивления соответственно для растянутого и сжатого волокна;
$F_а$ — площадь сечения продольной арматуры: в изгибаемых элементах — растянутой; во внецентренно сжатых элементах — у грани элемента, наиболее удаленной от силы N; во внецентренно растянутых элементах — у грани элемента, ближайшей к силе N; в центрально сжатых и центрально растянутых элементах — полная;
$F'_а$ — площадь сечения продольной арматуры: в изгибаемых элементах — сжатой; во внецентренно сжатых элементах — у грани элемента, ближайшей к силе N; во внецентренно растянутых элементах — у грани элемента, наиболее удаленной от силы N;
S_0 и S'_0 — статические моменты площади всего рабочего сечения бетона для железобетонных элементов — относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий соответственно в арматуре $F_а$ и в арма-

туре F'_a; для бетонных элементов — статический момент всей площади сечения бетона относительно менее напряженной грани сечения;

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона; для железобетонных элементов — относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре F_a; для бетонных элементов — относительно менее напряженной грани сечения;

S_a и S'_a — статические моменты площади сечения всей продольной арматуры относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий соответственно в арматуре F_a и F'_a.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Общие положения	3
2. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций	5
3. Расчетные характеристики материалов	6
4. Основные расчетные положения	11
5. Определение напряжений в предварительно напряженных элементах сборных конструкций	13
6. Расчет элементов бетонных конструкций по прочности	17
7. Расчет элементов железобетонных конструкций по прочности	19
8. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям, на трещиностойкость и по раскрытию трещин	27
9. Расчет элементов железобетонных конструкций при действии многократно повторяющихся нагрузок	31
10. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия	31
11. Общие конструктивные указания	36
Приложения.	
1. Нормативные сопротивления бетона. Коэффициенты однородности бетона и арматуры	39
2. Коэффициенты перегрузки	40
3. Графики для определения коэффициента ψ_s	41
4. Принятые основные буквенные обозначения	44

ГОССТРОЙ СССР

СНиП. Часть II, раздел И
Глава 14. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.

Нормы проектирования

* * *

Стройиздат
Москва, К-31, Кузнецкий мост, д. 9.

* * *

Редактор издательства Т. А. Дрозд

Технический редактор К. Е. Тархова

Корректор Л. П. Бирюкова

Сдано в набор 2/X—1969 г. Подписано к печати 14/I—1970 г.
Бумага 84×108 1/16—1,5 бум. л. 5,04 усл. печ. л.
(уч.-изд. 5,2 л.).
Тираж 40 000 экз. Изд. № XII—2416. Зак. № 537. Цена 26 коп.

Подольская типография Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25.

ОПЕЧАТКИ

Страница	Колонка	Строка, формула	Напечатано	Следует читать
7	Левая	11-я сверху	$R_{б\,N}$	$R'_{б\,N}$
9	Правая	16-я сверху	$N \ll 2 \cdot 10^6$	$N \leqslant 2 \cdot 10^6$
9	»	Формула 5, числитель	$k_0 k k_д$	$k_0 k_c k_д$
14	»	1-я сверху	$y_и$ и $y'_н$;	$y_н$ и $y'_н$;
16	—	10-я сверху	$\geqslant 0{,}5 R_0$	$\leqslant 0{,}5 R_0$
17	Правая	23-я сверху	$\sigma_н = \sigma'_0$;	$\sigma'_н = \sigma'_0$;
18	Левая	4-я снизу	$h \ll 60$ *см*	$h \leqslant 60$ *см*
19	»	17-я снизу	ных сооружений, подвергающиеся действию	**6.6.** Внецентренно сжатые элементы основных сооружений, подвергающиеся действию
19	Правая	Формула 21	$R_{пр})$;	$R_{пр}$;
20	»	1-я сверху	$R_{а.с}\, S'_а$	$R_{а.с}\, S_а$
24	»	25-я сверху	$e_0 \ll$	$e_0 \leqslant$
32	»	26-я сверху	проектного задания	технического проекта

Зак. 537

gost.e-ecolog.ru