СОЮЗМОРНИИПРОЕКТ

ПОСОБИЕ

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

К $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$

БРОШЮРА I

Часть 2

Бетонные и железобетонные конструкции

Москва 1969

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ
И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ МОРСКОГО ФЛОТА
СОЮЗМОРНИИПРОЕКТ

ОТДЕЛ ОБЩЕГО И ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

ПОСОБИЕ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

К $\frac{\text{ВСН 3-67}}{\text{ММФ}}$

БРОШЮРА I

Часть 2

Бетонные и железобетонные конструкции

Москва 1969

УДК 627.33.001.2(083.96)

Состав пособия по проектированию морских причальных сооружений к ВСН 3-67 ММФ

Брошюра I:

Часть I – Общие положения по проектированию, основные конструктивные требования и методы статических расчетов.

Часть 2 – Бетонные и железобетонные конструкции.

Часть 3 – Металлические конструкции.

Брошюра 2. Пояснительная записка.

Брошюра 3. Список отзывов , заключений и прочие материалы.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Часть 2.

I.Общие положения 4

2.Материалы для бетонных и железобетонных конструкций. 6

3.Характеристика материалов 10

4.Основные расчетные положения 20

5.Определение напряжений в предварительно напряженных элементах. 29

6.Расчет элементов бетонных конструкций по прочности 39

7.Расчет элементов железобетонных конструкций по прочности. 41

8.Расчет предварительно напряженных элементов железобетонных конструкций по образованию трещин. 101

9.Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям 120

10.Расчет элементов железобетонных конструкций по раскрытию трещин 132

11.Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия. 140

12.Общие конструктивные требования и дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов 144

ПРИЛОЖЕНИЯ:

I.Значения коэффициента γ для определения момента сопротивления сечения 148

II.Области применения арматурных сталей в железобетонных конструкциях морских гидротехнических сооружений 150

III.Допускаемые вертикальные прогибы пролетных строений эстакадных сооружений 155

IУ.Межсезонный годовой перепад температур. . 156

Союзморниипроект	Ведомственные строительные нормы	К ВСН 3 - 67 / ММФ
	Пособие по проектированию морских причальных сооружений	-

I. Общие положения.

I.I. Настоящие указания распространяются на проектирование несущих бетонных и железобетонных конструкций / надводных, подводных, подземных и зоны переменных уровней воды/ морских гидротехнических сооружений, из предусмотренных в главе СНиП I-В.3-62 тяжелых бетонов на цементном вяжущем.

Примечание. Настоящие указания не распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, входящих в состав мостов и других родственных им сооружений.

I.2. При проектировании несущих бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений, помимо требований настоящей части, надлежит соблюдать требования предъявляемые к отдельным видам сооружений, предусмотренных частью I настоящего "Пособия" к ВСН 3 - 67 / ММФ и главы СНиП П-И.2-62 " Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования".

Кроме этого необходимо руководствоваться соответствующими главами СНиП и другими нормативными документами, относящимися к материалам, к технологии строительных работ, а также к особым условиям строительства в сейсмических районах, в районах Крайнего Севера и в зонах распространения вечно мерзлых и просадочных грунтов.

I.3. При проектировании необходимо предусматривать применение таких железобетонных конструкций, которые обеспечивают индустриализацию и механизацию строительных работ, повышение темпов строительства и его удешевление.

I.4. Типы конструкций, а также основные размеры элементов, должны приниматься на основе технико-экономических сравнений вариантов с целью получения наивыгоднейшего решения при

Внесены Союзморниипроектом	Утверждены главным инженером Союзморниипроекта 6 февраля 1969 г.	Срок введения 6 февраля 1969 г.

соблюдении требуемых эксплуатационных качеств и обеспечения достаточной надежности и долговечности сооружений.

Применение малоармированных конструкций экономически нецелесообразно и может быть вызвано только конструктивными соображениями.

I.5. При проектировании железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений следует рассматривать целесообразность применения предварительного натяжения арматуры и обжатия бетона с целью повышения жесткости, трещиностойкости, долговечности, водонепроницаемости, уменьшения объема и веса элементов и снижения расхода металла за счет применения высокопрочных сталей. Применение предварительного напряжения арматуры рекомендуется в элементах, работающих при эксплуатации, транспортировании и монтаже на изгиб, осевое или внецентренное растяжение и внецентренное сжатие с относительно большим эксцентриситетом.

Особенно целесообразно применение предварительного напряжения в элементах, которые по условиям их работы должны рассматриваться на недопущение образования трещин или ограничения их раскрытия в пределах $a_r \leq 0{,}05$ мм /смотри п.I0.4. таблица 2I/.

I.6. Проектом должен предусматриваться комплекс мероприятий для уменьшения вредного влияния температурно-усадочных воздействий. При этом следует руководствоваться указаниями раздела II.

I.7. В сборных конструкциях особое внимание должно быть обращено на прочность, трещиностойкость, жесткость, водонепроницаемость и долговечность соединений.

При этом предпочтение следует отдавать таким конструктивным решениям, в которых стыки преимущественно работают на сжатие, а количество стыков, работающих на растяжение и размеры

растянутой зоны этих стыков были бы минимальными.

I.8. В рабочих чертежах конструкций должны указываться марки бетона, характеристики арматуры, способы стыкования арматуры, толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры, мероприятия по антикоррозийной защите, если они необходимы, сроки распалубки, мероприятия по снижению температурно-усадочных напряжений; в необходимых случаях - расчетные схемы и нагрузки и т.п.

Для элементов сборных конструкций, кроме того, должны быть указаны места для захвата элементов при подъеме и монтаже, места их опирания при транспортировании и складировании, характер стыкуемых поверхностей и их обработка, схемы испытания и монтажная прочность элементов.

Для предварительно напряженных элементов также указывается величина усилий и последовательность натяжения арматуры и начальные напряжения, условия и порядок отпуска натянутой арматуры и прочность бетона при отпуске арматуры, величина разницы температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств при термообработке /пропаривании/ элементов, принятая для определения потерь предварительного напряжения.

2. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций.

Бетон гидротехнический.

2.I. Качество гидротехнического бетона должно удовлетворять требованиям ГОСТ 4795-68 "Бетон гидротехнический. Технические требования" и глав СНиП I-В.3-62, II-А.10-62, а методы контроля - соответствующим государственным стандартам.

2.2. Выбор проектной марки гидротехнического бетона

производится по одной из основных определяющих его характеристик или по их совокупности, исходя из конкретных условий работы всего сооружения или отдельных его элементов конструкции.

2.3. В соответствии с ГОСТ 4795-68 и дополнительными требованиями устанавливаются следующие проектные марки гидротехнического бетона для морских сооружений:

а/ по величине временного сопротивления бетона сжатию в кг/см2-100, 150, 200, 250, 300, 400, 500 и 600;

б/ по величине временного сопротивления осевому растяжению в кг/см2-Р11, Р15, Р18, Р20, Р23, Р27, Р31 и Р35;

в/ по морозостойкости в зависимости от заданного расчетного числа циклов попеременного замораживания и оттаивания-$М_{рз}50$, $М_{рз}100$, $М_{рз}150$, $М_{рз}200$ и $М_{рз}300$;

г/ по водонепроницаемости в зависимости от давления воды в кг/см2-В2, В4, В6 и В8.

Примечание. Для бетона проектной марки Р35 прочностные характеристики устанавливаются по экспериментальным данным.

2.4. Проектная марка бетона должна устанавливаться с учетом его возраста, заданного в проекте к моменту загружения, условий твердения, а также вида цемента.

Марки гидротехнического бетона по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости для морских причальных сооружений устанавливаются в соответствии с "Указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений", ВСН 6-69

2.5. В конструкциях морских гидротехнических сооружений, рассчитываемых на раскрытие трещин, марка бетона по водонепроницаемости должна быть не менее В6.

2.6. Для элементов конструкций, образование трещин в которых недопустимо, а также в других конструкциях, эксплуатационные качества которых определяются работой растянутого бетона, рекомендуется задавать проектные марки бетона на прочность при растяжении.

Арматура.

2.7. Для ненапрягаемой рабочей арматуры железобетонных конструкций 3 категории трещиностойкости / см.п. 4.3, таблица 6 в морских гидротехнических сооружениях рекомендуется применять следующие виды арматурных сталей / см.главы СНиП I-В.4-62, II-А.10-62, II-В.I-62 и приложение II/:

а/ горячекатаную арматурную сталь класса А-III марок Ст.25Г2С и Ст.35ГС диаметром от 6 до 40 мм и класса А-II марки Ст.5 диаметром от 6 до 40 мм, а также класса А-II стали марки 10ГТ в соответствии с "Временными указаниями по применению в железобетонных конструкциях опытно-промышленных партий арматурной стали периодического профиля", НИИЖБ, ЦНИИСК, ЦНИИС, Москва 1967 г.

Допускается также применять:

б/ горячекатаную арматурную сталь класса А-I марки Ст.3 диаметром от 6 до 40 мм / ГОСТ 5781-61/ в основном для поперечной арматуры линейных элементов, монтажной арматуры, а также в качестве продольной рабочей арматуры в случаях, когда другие виды ненапрягаемой арматуры согласно п.2.10 не допускаются;

в/ упрочненную вытяжкой арматурную сталь класса А-IIв диаметром от 10 до 40 мм для продольной растянутой рабочей арматуры;

г/ горячекатаную арматурную сталь упрочненную вытяжкой класса А-IIIв диаметром от 6 до 40 мм только для продольной рас-

тянутой рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток. При этом должны приниматься меры, обеспечивающие анкеровку концов стержней как для напрягаемой арматуры в соответствии с указаниями п.п.I2.5, I3.I6 и I3.I7 "г" СНиП П-В.I-62.

Ненапрягаемую арматуру из горячекатаной стали классов А-Ш, А-П и А-I рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сварных сеток.

2.8. Для предварительно напряженных конструкций I-ой категории трещиностойкости /см.п.4.3/ в качестве напрягаемой арматуры следует преимущественно применять:

а/ высокопрочную арматурную проволоку /ГОСТ 7348-63/ диаметром от 5 до 8 мм[x/];

x/ Применяется в верхнем строении большепролетных конструкций эстакад.

б/ горячекатаную арматурную сталь класса А-IУ марки 20ХГ2Ц диаметром от I0 до 32 мм.

Допускается также применять:

в/ семипроволочные арматурные пряди, отвечающие требованиям технических условий ЧМТУ/ЦНИИЧМ 426-6I;

г/ арматурную сталь класса А-Шв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений, марки 25Г2С диаметром от 6 до 40 мм.

2.9. В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций 2-ой категории трещиностойкости /см.п.4.3, табл.6/ следует преимущественно применять:

а/ горячекатаную арматурную сталь класса А-IУ марки 20ХГ2Ц диаметром от IO до 32 мм;

б/ арматурную сталь класса А-Шв марки 25Г2С диаметром от 6 до 40 мм, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений.

Допускается также применять:

в/ арматурную сталь класса А-IIв марки Ст.5 диаметром от IO до 40 мм, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений.

2.IO. Выбор арматурных сталей при проектировании железобетонных конструкций гидротехнических сооружений производится в соответствии с требованиями СНиП II-В.I-62 п.п.2.I4, 2.I7-2.I9 и действующих государственных стандартов с учетом следующих свойств арматурных сталей:

а/ основных прочностных и пластических характеристик;

б/ хладноломкости;

в/ свариваемости;

г/ коррозийной стойкости при действии агрессивной среды.

3. Характеристики материалов.

Бетон.

3.I. Пределы прочности при осевом сжатии /призменная прочность/, прочность на сжатие при изгибе, а также прочность при осевом растяжении бетона в тех случаях, когда она не определяется маркой бетона по растяжению, устанавливаются в зависимости от марки бетона на сжатие.

Пределы прочности бетона

Таблица I.

№№ пп	Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Пределы прочности бетона в кг/см2 при марке бетона на сжатие							
			I00	I50	200	250	300	400	500	600
			при марке бетона на растяжение							
			Р II	Р I5	Р I8	Р 20	Р 23	Р 27	Р 3I	Р 35
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
I	Предельная прочность бетона /при осевом сжатии - призменная прочность/	$R_{пр}$	80	II5	I45	I75	2I0	280	350	420
2	Условный предел прочности сжатой зоны бетона при изгибе, внецентренном сжатии и внецентренном растяжении	$R_и$	I00	I40	I80	2I5	260	350	440	520
3	Предел прочности бетона при растяжении	$R_р$	I0	I3	I6	I8	2I	25	28	30
4	Предел прочности бетона при чистом срезе	$R_{ср}$	20	27	34	39	46	58	69	79
5	Предел прочности при растяжении при расчете по образованию трещин конструкций I категории трещиностойкости.	$R_т$	6,3	8	I0	I2	I4,5	I7,5	I9,5	2I

Примечания: I. Для тяжелых бетонов при установлении марки их по прочности на растяжение и удовлетворении этих бетонов требованиям, предъявляемым к гидротехническому бетону, разрешается принимать значения предела прочности бетона при растяжении R_p равными их проектной марке по прочности на растяжение P , а значения R_T – умноженными на коэффициент = I,I.

2. При расчете конструкций, в которых прочность бетона не достигла проектной марки, пределы прочности бетона определяются по интерполяции между табличными значениями и фактической прочностью /маркой/ бетона /напр., в момент распалубливания, транспортирования, изготовления или монтажа/.

3.2. Величина предела прочности бетона при местном смятии /сжатии/ при частичном загружении площади сечения для элементов, толщина /длина/ которых больше наименьшего размера сечения, принимается по формуле

$$R_{см} \leq R_{пр} \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}} \quad кг/см^2 ,$$

где

$R_{пр}$ кг/см2 – призменная прочность при осевом сжатии, принимаемая по табл I;

F см2 – площадь всего сечения;

F_1 см2 – площадь сечения, по которой передается усилие при местном смятии.

Принимаемая в расчет величина должна быть $\frac{R_{см}}{R_{пр}} \leq$ I,5.

Примечание. В случае несовпадения центров тяжести площадей F и F_1 в расчет принимается только та часть площади F , которая симметрична относительно центра тяжести площади F_1 .

3.3. Объемный вес бетона рекомендуется принимать по фактическим измерениям опытным путем.

При отсутствии опытных данных объемный вес бетона разрешается принимать по таблице 2.

Таблица 2.

№№ пп	Вид, применяемого крупного заполнителя	Объемный вес бетона в кг/м3
I	2	3
I	Щебень или гравий из известняков или песчаника	2400
2	Щебень или гравий из изверженных пород	2500

Примечания: I. Объемный вес железобетона при содержании арматуры менее 0,5% допускается принимать как для бетона по таблице 2. При более высоком проценте армирования объемный вес железобетона определяется как сумма объемного веса бетона и 0,7 веса арматуры, содержащейся в I м3 конструкции.

2. При типовом проектировании объемный вес бетона допускается принимать равным 2,4 т/м3 и железобетона 2,5 т/м3.

3.4. Модули упругости и деформации бетона принимаются по таблице 3 в соответствии с указанной в ней областью применения.

Таблица 3.

Модули упругости и деформации бетона $E_б$ в кг/см^2

№ № пп	Наименование модулей упругости и деформации	Значение модулей упругости и деформации в кг/см2 при марке бетона								Область применения
		I00	I50	200	250	300	400	500	600	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
I	Начальный модуль упругости /кратковременный для элементов без трещин/ с однозначной эпюрой напряжений	I90000	240000	290000	320000	340000	380000	4I0000	430000	Для определения модульных отношений " n " для статических расчетов рам; для определения кратковременных прогибов /с К=0.85/ трещиностойких элементов
2	Начальный модуль упругости /кратковременный, для элементов без трещин/ для расчета по методу предельных состояний	I90000	230000	265000	290000	3I5000	350000	380000	400000	В расчетах по методике СНиП П-В.I-62, и др.

Продолжение таблицы 3

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
3	Кратковременный модуль деформации для элементов с трещинами с двузначной эпюрой напряжений	I20000	I45000	I80000	200000	2I0000	240000	260000	275000	Для определения кратковременных прогибов и др.деформаций в элементах с трещинами
4	Длительный модуль деформации для элементов без трещин	I05000	I35000	I65000	I80000	I90000	2I5000	230000	240000	Для расчета трещиностойких элементов по деформациям от длительных нагрузок и на межсезонный перепад температуры
5	Длительный модуль деформации для элементов с трещинами	80000	95000	I20000	I30000	I40000	I60000	I70000	I80000	Для расчета элементов с трещинами по деформациям от длительных нагрузок и на межсезонный перепад температуры

Примечания: I. Для бетона в раннем возрасте значения модулей упругости и деформации следует принимать уменьшенными по опытным данным. При отсутствии опытных данных модули деформации определяются по таблице как для бетона марки, соответствующей кубиковой прочности раннего возраста /при необходимости применяется интерполяция/.

2. При определении жесткости трещиностойких элементов модули деформации принимаются по поз.I,2 и 4, а момент инерции принимается для всего сечения с учетом арматуры /приведенный момент инерции/. При этом, если напряжения в бетоне превосходят 30% от призменной прочности, начальный модуль упругости /поз.I и 2/ следует уменьшить на I5%. Для статических расчетов рамных конструкций, а также для иных предварительных расчетов момент инерции допускается определять без учета арматуры.

При определении жесткости элементов с трещинами модули деформации принимаются по поз.3 и 5, а момент инерции принимается условно для всего сечения без учета арматуры.

3.5. При отсутствии опытных данных начальный коэффициент поперечной деформации бетона при сжатии /коэффициент Пуассона/ принимается равным $\nu = 0{,}I5$. Модуль сдвига для бетона принимается равным $G = 0{,}4E_б$ /где $E_б$ - начальный модуль упругости бетона/.

3.6. Коэффициент линейного расширения предварительно напряженного бетона и бетона без предварительного напряжения разрешается принимать равным $\alpha = I0^{-5} = 0{,}0000I$ 1/град.

Величины иных физических характеристик бетона рекомендуется определять опытным путем.

3.7. Для бетонных и железобетонных элементов конструкций морских причальных сооружений минимальные значения марок бетона по сжатию рекомендуется назначать по таблице 2, п.4.4, часть I, брошюра I настоящего "Пособия".

Арматура.

3.8. Значения пределов текучести и прочности арматуры при расчете прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений должны приниматься по таблице 4.

Таблица 4

№№ пп	Вид арматурной стали	Среднее значение предела текучести $\sigma_т$ кг/см2	Минимальные значения предела текучести /браковочный минимум/ $\sigma_{т.б}$ кг/см2	Браковочный минимум предела прочности /на разрыв/ $\sigma_{пр}$ кг/см2
I	2	3	4	5
I	Горячекатаная круглая класса А-I группы марок Ст.3 :			
	при ø до 40 мм;	2850	2400	-
	при ø > 40 мм.	2700	-	-
2	Горячекатаная периодического профиля класса А-II марки Ст. 5:			
	при ø до 40 мм ;	3650	3000	-
	при ø > 40 мм.	3500	2800	-
3	То же, класса А-IIв марки Ст. 5 упрочненная вытяжкой, но при удлинении не более 5,5% с контролем напряжения.	4500	4500	-
4	То же,класса А-IIв, марки Ст.5, подвергнутая вытяжке на 5,5%, но без контроля напряжения.	4500	4500	-
5	То же, класса А-III марки стали 25Г2С и 35ГС.	4500	4000	-

Продолжение табл. 4

I	2	3	4	5
6	То же, класса А-Шв при упрочнении вытяжкой с контролем:			
	а/ удлинения и напряжения;	5500	5500	-
	б/ только удлинения.	5500	5500	-
7	Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-IУ марки , 20ХГ2Ц, 20ХГСТ и 80С.	7000	6000	-
8	Проволока арматурная обыкновенная /в сварных сетках и каркасах/ диаметром от 3-5,5 мм включительно.	-	5500	-
9	То же, диаметром 6-8 мм включительно.	-	4500	-
I0	Проволока высокопрочная гладкая по ГОСТ 7348-63 диаметром:			
	2,5 мм	-	-	20000
	3 "	-	-	I9000
	4 "	-	-	I8000
	5 "	-	-	I7000
	6 "	-	-	I6000
	7 "	-	-	I5000
	8 "	-	-	I4000
II	То же, периодического профиля по ГОСТ 8480-63 диаметром:			
	2,5 мм	-	-	I8000
	3 "	-	-	I7000
	4 "	-	-	I6000
	5 "	-	-	I5000
	6 "	-	-	I4000
	7 "	-	-	I3000
	8 "	-	-	I2000

Продолжение табл. 4

I	2	3	4	5
I2	Семипроволочные арматурные пряди по ЧМТУ 426-6I из проволоки: ЦНИИЧМ			
	диаметром I,5 мм	-	-	I9000
	2 "	-	-	I8000
	2,5 "	-	-	I8000
	3 "	-	-	I7000
	4 "	-	-	I6000
	5 "	-	-	I5000

Примечания: I. Кроме указанных в табл.4 могут быть использованы и другие виды сталей повышенной прочности, технико-экономическая целесообразность применения которых проверена, а качество определено специальными техническими условиями.

2. Значения механических характеристик арматуры, вводимые в расчет, допускается определять опытным путем.

3.9. Модули упругости арматурных сталей в кг/см2 при определении геометрических характеристик приведенного сечения элементов разрешается принимать по табл.5.

Таблица 5

Модули упругости арматуры E_a, кг/см²

№№ пп	Наименование арматурных сталей	Величины модуля упругости, кг/см2
I	Горячекатаная арматура периодического профиля из сталей класса А-I, А-II, А-IIв марки стали 3 и 5	$2{,}1 \cdot 10^6$
2	То же, из стали классов А-III, А-IIIв и А-IУ марок 25Г2С, 35ГС, 30ХГ2С, 20ХГ2Ц, 20ХГСТ и 80С	$2 \cdot 10^6$
3	Холоднотянутая проволочная сталь круглая и периодического профиля в пучках и прядях /высокопрочная/	$1{,}8 \cdot 10^6$

4. Основные расчетные положения.

Общие указания.

4.I. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на прочность и трещиностойкость должен быть произведен для стадий эксплуатации, изготовления /только для предварительно напряженных конструкций и элементов/, транспортирования, монтажа и хранения; расчет железобетонных конструкций по деформациям производится в стадии эксплуатации для конструкций, в которых расчетные деформации могут превзойти их допускаемые величины, а для сборно-монолитных конструкций, кроме того, в стадии монтажа /смотри п.4.6/, при этом должны учитываться остаточные деформации элементов, которые могут возникнуть в период тран-

спортирования, складирования и монтажа.

4.2. Расчет железобетонных конструкций по деформациям и на раскрытие трещин может не производиться, если на основании практики применения или опытной проверки конструкции, выполненной в соответствии со специальной инструкцией, установлено, что жесткость ее в стадии эксплуатации достаточна /смотри п.4.6/ и величина раскрытия в ней трещин /на всех стадиях, перечисленных в п.4.1/ не превышает допустимой /смотри п.10.4, таблица 21/.

4.3. Расчет по образованию трещин производится для предварительно напряженных железобетонных конструкций, которые по предъявляемым к ним требованиям трещиностойкости подразделяются на две категории 1 и 2, в соответствии с табл.6. К 3 категории трещиностойкости /см.табл.6/ относятся элементы конструкций без предварительного напряжения, которые рассчитываются на раскрытие трещин.

4.4. Порядок учета нагрузок и воздействий при расчете бетонных и железобетонных конструкций производится в соответствии с табл.7.

А - в стадии эксплуатации; Б - в стадии изготовления, хранения, транспортирования и монтажа /в расчетах должны учитываться нагрузки и воздействия, возможные в стадии, для которой ведется расчет/.

4.5. При расчете сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при подъеме, транспортировании и монтаже, собственный вес элемента следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности 1,5.

Примечание. Коэффициент динамичности может приниматься меньше 1,5, если это подтверждено многолетним опытом применения таких конструкций, но во всяком случае не менее 1,25.

Категории предварительно напряженных и без предварительного напряжения железобетонных конструкций по трещиностойкости и указания о необходимости расчета их по образованию трещин или по раскрытию трещин.

Таблица 6

№№ пп	Категории конструкций по трещиностойкости		Необходимость расчета конструкций по образованию или по раскрытию трещин
I	2	3	4
I	I-я категория	Предварительно напряженные конструкции, в которых применяется высокопрочная арматура с пределом прочности $\sigma_{пр} > 10000$ кг/см2, находящиеся в любых климатических условиях и в любых зонах сооружения, а также конструкции с напрягаемой арматурой имеющей нормативное сопротивление не более 10000 кг/см2 и располагаемые в особо суровых и суровых климатических условиях в зоне попеременного замораживания и оттаивания.	Расчет конструкций по образованию трещин необходим во всех случаях.
2	2-я категория	Конструкции с напрягаемой арматурой имеющей нормативное сопротивление менее 10000 кг/см2 находящиеся в умеренных и мягких* климатических условиях в любых зонах сооружения.	Расчет конструкций по образованию трещин требуется, однако если эти конструкции не подвергаются воздействию агрессивной среды, то для отдельных их зон расчет по образованию трещин может не производиться в следующих случаях: а/ в наклонных сечениях изгибаемых элементов при выполнении попереч-

продолжение табл.6

I	2	3	4
			ной и отогнутой арматуры из горячекатаной стали или обыкновенной арматурной проволоки;
			б/ в нормальных сечениях элементов, в зонах испытывающих при эксплуатации конструкций сжатие , а при воздействии предварительного обжатия - растяжение, если продольная арматура выполнена из горячекатаной стали, а при сварных каркасах из обыкновенной арматурной проволоки; при этом площадь сечения арматуры в рассматриваемой зоне должна составлять не менее 0,1% от всей площади сечения элемента и должны быть учтены требования п.8.13 настоящих норм. Расчет конструкций по образованию трещин не требуется, но требуется расчет по раскрытию трещин.
3	3-я категория.	Все конструкции, кроме отнесенных к I и 2-й категориям трещиностойкости	

Примечание. х/ Характеристики районов с суровыми и особо суровыми, умеренными и мягкими условиями службы конструкций сооружений следует определять по "Указаниям по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций мороких гидротехнических сооружений", ЛенморНИИпроект, 1966 г.

Порядок учета нагрузок и воздействий при расчете бетонных и железобетонных конструкций в стадиях работы указанных в п.4.4.

Таблица 7.

Вид конструкции	Расчет конструкций в стадии	На прочность	По деформациям	По образованию трещин	По раскрытию трещин
I	2	3	4	5	6
Бетонные	А	Требуется	-	-	-
	Б		-	-	-
Железобетонные без предварительного напряжения	А	Требуется с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности	Требуется с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности	-	Требуется с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности
	Б	Требуется с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности	Требуется с учетом остаточных деформаций	-	Требуется с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности

Продолжение табл. 7

I	2	8	4	5	6
Железобетонные предварительно напряженные	А	Требуется в сочетании с предварительным напряжением арматуры сжатой зоны	Требуется в сочетании с предварительным напряжением с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности. При этом может быть учтен выгиб от предварительного обжатия бетона за исключением случаев ограничения общего прогиба конструктивного элемента по условиям эксплуатации для конструкций, по которым укладываются подкрановые или железнодорожные рельсы, учет выгиба-прогиба обязателен	Требуется для конструкций I и 2 категории трещиностойкости в сочетании с предварительным напряжением с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности	Требуется в сочетании с предварительным напряжением с учетом в необходимых случаях коэффициента динамичности
	Б	На воздействие предварительного напряжения с учетом в необходимых случаях собственного веса конструкций и других нагрузок, действующих в стадиях Б, вводимых	Расчет производится только для сборно-монолитных конструкций; при этом может быть учтен выгиб от предварительного обжатия бетона	На воздействие предварительного напряжения с учетом собственного веса элемента и других действующих в стадиях Б нагрузок, вводимых	На воздействие предварительного напряжения с учетом собственного веса элемента и других действующих в ста

Продолжение табл. 7

I	2	3	4	5	6
		в расчет с коэффициентом динамичности с учетом влияния обжатия бетона		в расчет с коэффициентом динамичности	дии Б нагрузок, вводимых в расчет без коэффициента динамичности

Примечания: I. Прочерки в графах 4, 5 и 6 означают, что расчет по деформациям, образованию и раскрытию трещин не производится.

2. Расчет конструкций, охваченных настоящими нормами, на выносливость не производится.

4.6. Расчет сборно-монолитных конструкций и их элементов по прочности, деформациям, а также по образованию и раскрытию трещин должен производиться для следующих двух стадий работы конструкции:

а/ до приобретения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности - на воздействие транспортных и монтажных нагрузок свежеуложенного бетона и других нагрузок, возникающих в процессе возведения;

б/ после приобретения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности, т.е. при совместной работе со сборными элементами-в условиях эксплуатации сооружения.

4.7. Ширина раскрытия трещин /нормальных и наклонных к оси элемента/ в железобетонных конструкциях должна быть не более величин указанных в табл.2I п.I0.4.

Примечание. Допускаемая величина предельного раскрытия трещин в железобетонных элементах при специальных защитных мероприятиях устанавливается по соответствующим нормативным документам.

4.8. Для элементов, в которых ширина раскрытия трещин должна быть ограничена, определяется необходимая степень дисперсности армирования, т.е. наименьшее допустимое количество стержней при заданной общей площади сечения арматуры, полученной из расчета прочности.

Для ограничения ширины раскрытия наклонных трещин требуется назначать такие размеры поперечного сечения элемента и постановку такого количества поперечной арматуры, которые обеспечивают допустимую ширину раскрытия трещин.

Определение усилий в элементах статически неопределимых конструкций.

4.9. Усилия, действующие в статически неопределимых бетонных, а также железобетонных конструкциях рекомендуется определять по упругой стадии их работы.

4.10. При определении усилий в элементах статически неопределимых конструкций для расчета их прочности и по деформациям, рекомендуется учитывать пространственную работу конструкции по специальному нормативному документу.

5. Определение напряжений в предварительно напряженных элементах.

5.1. Напряжения в бетоне и арматуре предварительно напряженных железобетонных элементов необходимо определять при расчете:

а/ потерь от ползучести бетона;
б/ усилий в арматуре натягиваемой на бетон;
в/ образования трещин в сечениях, наклонных к оси элемента;
г/ деформаций элементов.

5.2. Напряжения в сечениях, нормальных к оси элемента определяют по приведенной площади сечения, вводя в расчет полное сечение бетона с учетом ослабления его каналами, пазами и т.п., а также площадь сечений всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры /если она составляет более $0{,}008F$ /, умноженной на отношение модулей упругости арматуры и бетона. При этом, если части бетонного сечения выполнены из бетона разных проектных марок, их приводят к бетону одной марки, исходя из отношения их модулей упругости.

Напряжения в бетоне $\sigma_б$, в сечениях нормальных к оси элемента определяют для упругой стадии работы конструкции.

Равнодействующую усилий в напрягаемой и ненапрягаемой верхней и нижней арматуре N_o рассматривают как внешнюю силу обжимающую /в общем случае внецентренно/ приведенное сечение бетона.

Усилие в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре определяют по формуле

$$N_o = \sigma_o F_н + \sigma_o' F_н' - \sigma_a F_a - \sigma_a' F_a' \quad \text{кг}, \qquad /2/$$

эксцентрицитет силы

$$e_n = \frac{\sigma_o F_н y_н + \sigma_a' F_a' y_a' - \sigma_o' F_н' y_н' - \sigma_a F_a y_a}{N_o} \quad \text{см}, \qquad /3/$$

где $F_н$ и F_a $см^2$ - площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры: в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах - $A_н$ и A, расположенной в наиболее обжатой зоне бетона,

в центрально сжатых и центрально растянутых элементах, а также во всех элементах кольцевого сечения - площадь сечения всей арматуры;

$F_н'$ и F_a' $см^2$ - площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры $A_н'$ и A', расположенной в менее обжатой зоне бетона изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов;

σ_o и σ_o' . $кг/см^2$ - напряжения соответственно в напрягаемой арматуре $A_н$ и $A_н'$ до обжатия бетона /при натяжении арматуры на упоры/, либо в момент снижения величины предварительного напряжения бетона до нуля;

σ_o и σ_o' принимаются с учетом потерь напряжений, определяемых для рассматриваемой стадии работы элемента /п.5.3/;

σ_a и σ_a' $кг/см^2$ - напряжения соответственно в

ненапрягаемой арматуре A и A', вызванные усадкой и ползучестью бетона, в момент снижения напряжений в бетоне до нуля;

$y_н$, $y'_н$, y_s и y'_s см – расстояния от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести приведенного сечения соответственно до линии приложения равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре.

Примечания: 1. При криволинейном расположении напрягаемой арматуры значения σ_s и σ'_s в формулах /2/ и /3/ умножают соответственно на $\cos\alpha$ и $\cos\alpha'$, где α и α' – углы наклона напрягаемой арматуры к продольной оси элемента, для рассматриваемого сечения.

2. При несимметричном сечении и двустороннем натяжении арматуры направление эксцентрицитета e_n принимается условно; при этом отрицательное значение величины e_n, полученное по формуле /3/, означает, что сила N_o расположена от центральной оси сечения в сторону арматуры $A'_н$ и A'.

5.3. При расчете предварительно напряженных конструкций и назначении для них контролируемого напряжения следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры.

При натяжении арматуры на упоры учитывают потери, происходящие:

а/ до окончания обжатия бетона – от релаксации напряжений стали, деформации анкеров и температурного перепада;

б/ после обжатия бетона – от усадки и ползучести бетона.

При натяжении арматуры на бетон учитывают потери, происходящие:

а/ до окончания обжатия бетона – от деформации анкеров и трения арматуры о стенки канала или поверхность конструкции;

б/ после обжатия бетона - от усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений стали, смятия бетона под витками арматуры.

Значения потерь предварительного напряжения арматуры определяют в соответствии с п.п.5.I ÷ 5.I0, а при наличии специальных опытных данных - по результатам опытов. Суммарную величину потерь следует принимать во всех случаях не менее I000 кг/см2.

5.4. Величины напряжений в арматуре σ_0 и σ'_0 без учета потерь, принимаемые в расчетах /смотри п.5.2/, как правило, должны быть: для проволочной арматуры - не более 0,85 $\sigma_{пр}$, но не менее 0,4 $\sigma_{пр}$, для стержневой - не более 0,9 $\sigma_т$.

Величина наибольшего возможного напряжения в арматуре может быть повышена для проволочной арматуры до $\sigma_0 = \sigma'_0 \leq 0{,}75\,\sigma_{пр}$ и для стержневой - до $\sigma_0 = \sigma'_0 \leq \sigma_т$ в следующих случаях:

а/ в арматуре сжатой зоны с целью повышения ее трещиностойкости при обжатии элемента, при монтаже и транспортировании;

б/ при временной перетяжке арматуры с целью повышения ее предела пропорциональности или уменьшения потерь от релаксации напряжений;

в/ при компенсации потерь от релаксации напряжений или неодновременного натяжения арматуры, от трения арматуры о стенки каналов, а также от перепада температуры между натянутой арматурой и устройствами, воспринимающими усилия ее натяжения.

Примечание. При расчете предварительно напряженных конструкций целесообразно назначать, указанные в данном пункте, максимальные величины напряжений арматуры из условия получения некоторой оптимальной величины предварительного обжатия бетона $\sigma_б$. Так для предварительно напряженных конструкций, в которых предварительно обжатые зоны от воздействия полных внешних нагрузок работают на растяжение, а в стадии эксплуатации могут испытывать незначительное сжатие или растяжение (нижние пояса ферм, балки и т. п.), напряжение обжатия бетона $\sigma_б$ рекомендуется принимать не более следующих величин:

а) при натяжении арматуры на упоры:
для центрально обжатых элементов – (0,6–0,7) R_0;
для внецентренно обжатых элементов – (0,7–0,8) R_0;

б) при натяжении арматуры на бетон:
для центрально обжатых элементов – (0,5–0,6) R_0;
для внецентренно обжатых элементов – (0,6–0,7) R_0.

Для конструкций, предварительно обжатая зона которых от воздействия внешних нагрузок получает дополнительное сжатие (балки с симметрично напрягаемой арматурой, шпалы, сваи, колонны), а также для конструкций с обжатой зоной, находящейся преимущественно в состоянии почти полного обжатия (подкрановые балки, пролетные строения небольших мостов, воспринимающие малую постоянную нагрузку и относительно большую кратковременную), напряжение обжатия бетона $\sigma_б$ рекомендуется принимать не более:

а) при напряжении арматуры на упоры:
для центрально обжатых элементов – (0,45–0,5) R_0;
для внецентренно обжатых элементов – (0,5–0,55) R_0;

б) при натяжении арматуры на бетон:
для центрально обжатых элементов – (0,40–0,45) R_0;
для внецентренно обжатых элементов – (0,45–0,50) R_0.

5.5. Величину напряжения в арматуре, контролируемого в процессе натяжения ее на упоры, принимают в соответствии с указаниями п.5.4.

Величины напряжений в напрягаемой арматуре $\sigma_н$ и $\sigma'_н$, контролируемые при натяжении арматуры на затвердевший бетон, определяют для сечения, по которому назначено σ_0 и σ'_0, по формулам

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\sigma_б = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_n} + \frac{N_0 e_{0n} y_н}{J_n}\right) \quad кг/см^2, \qquad /4/$$

$$\sigma'_н = \sigma'_0 - n\sigma'_б = \sigma'_0 - n\left(\frac{N_0}{F_n} - \frac{N_0 e_{0n} y'_н}{J_n}\right) \quad кг/см^2, \qquad /5/$$

где $n = \frac{E_н}{E_б}$.

В формулах /4/ и /5/ σ_0 и σ'_0 принимают до проявления потерь; N_0 определяют после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона.

5.6. Величины установившихся напряжений в бетоне $\sigma_б$ и в арматуре $\sigma_н$ после проявления всех потерь, используемые при вычислении главных напряжений в бетоне определяют: $\sigma_н$ — по формуле /4/, а $\sigma_б$ — по формуле /6/.

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_n} \pm \frac{N_0 e_{0n}}{J_n} y \quad кг/см2, \qquad /6/$$

где N_0 и e_{0n} определяют соответственно по формулам /2/ и /3/;

y см – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяется напряжение.

5.7. При определении напряжений и расчете сечений предварительно напряженных конструкций по образованию трещин следует учитывать напряжения в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре.

При этом величины напряжений в напрягаемой арматуре σ_0 и σ'_0 принимают:

а/ непосредственно после обжатия бетона - с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона;

б/ в стадии эксплуатации элемента - с учетом всех потерь /п.5.3/.

Величины сжимающих напряжений в обычной ненапрягаемой арматуре σ_a и σ'_a принимают численно равными:

а/ в стадии обжатия бетона - потерям напряжений от усадки бетона;

б/ в стадии эксплуатации - сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона.

Примечания: 1. Для стадии предварительного обжатия бетона, выполняемого не позднее 3-х суток после изготовления элемента, напряжения $\sigma_a = \sigma'_a = 0$;

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

5.8. Значения потерь напряжения арматуры принимаются по табл.8.

Таблица 8

№№ пп	Наименование факторов, которые вызывают потери предварительного напряжения	Величина потерь в кг/см2 при натяжении арматуры на	
		упоры	бетон
I	2	3	4
I	Усадка тяжелого бетона /смотри примечание I/	400	300
2	Ползучесть тяжелого бетона /смотри примечание I/	$\frac{k E_a R}{E_б R_o}\left[\sigma_б + 3R_o\left(\frac{\sigma_б}{R_o} - 0{,}5\right)\right]$ /смотри примечание 2/	$\frac{0{,}75\, k E_a R}{E_б R_o}\left[\sigma_б + 3R_o\left(\frac{\sigma_б}{R_o} - 0{,}5\right)\right]$
3	Релаксация напряжений: а/ для высокопрочной арматурной проволоки и прядей	$\left(0{,}27\,\frac{\sigma_o}{\sigma_{тр}} - 0{,}1\right)\sigma_o$; $\left(0{,}27\,\frac{\sigma'_o}{\sigma_{тр}} - 0{,}1\right)\sigma'_o$. /смотри примечание 3/	
	б/ для горячекатаной стали класса А-IУ	$0{,}4\left(0{,}27\,\frac{\sigma_o}{\sigma_т} - 0{,}1\right)\sigma_o$; $0{,}4\left(0{,}27\,\frac{\sigma'_o}{\sigma_т} - 0{,}1\right)\sigma'_o$. /смотри примечания 3 и 4/	
4	Деформация анкеров /обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента/, равная λ_1=0I см на каждый анкер и деформация анкеров стаканного типа или колодок с пробками для пучковой арматуры или анкерных гаек для стержневой арматуры, равная λ_2=0I см на каждый анкер или захват	$(\lambda_1 + \lambda_2)\frac{E_a}{\ell}$ где ℓ – длина натягиваемого пучка или стержня в см /смотри примечание 5/	

Продолжение табл. 8

I	2	3	4
5	Трение пучков, прядей или стержней арматуры о стенки каналов на прямолинейных и криволинейных участках		$\sigma_s\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$ /смотри п5.15 СНиП П-В.1-62/
6	Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры при диаметре конструкции до 3 м	-	300
7	Изменение разности температуры натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения /например, при пропаривании или подогреве бетона и т.п./	$20\Delta t$, где $\Delta t \leq 30^0$ - разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения	"

Примечания:

I. При наличии экспериментальных данных потери от усадки и ползучести бетона рекомендуется принимать по этим данным.

2. Величину напряжений σ_s определяют в соответствии с п.п.5.6 и 5.9 настоящих указаний до проявления потерь, происходящих после обжатия бетона; если при этом в процессе обжатия элемента его собственный вес оказывает влияние на распределение напряжений в сечении, то его следует учитывать наряду с другими нагрузками, которые действуют при обжатии бетона и остаются при эксплуатации конструкции.

При $\sigma_s \leq 0{,}5R_a$ величины, стоящие в круглых скобках, при-

нимаются равными нулю.

Коэффициент k принимается: $k = 1$ при применении арматуры из высокопрочной арматурной проволоки и изделий из нее (пряди, пучки, канаты); $k = 0,8$ – при применении других видов арматурной стали;

R_o кг/см^2 – кубиковая прочность бетона при его предварительном напряжении; принимается в размере не менее $R_o = 0,7\ R$ кг/см^2.

Напряжения в бетоне σ_b, входящие в формулы поз.2 табл.8, определяются на уровне центра тяжести продольной арматуры $A_н$ и $A'_н$.

3. При определении потерь от релаксации напряжений по формулам поз.3 таблицы 8 значения σ_o и σ'_o принимаются в соответствии с п. 5.2. настоящих указаний; если вычисленные значения этих потерь оказываются отрицательными, то следует принимать их равными нулю. Потери от релаксации напряжений в конструкциях, работающих при температуре более 40^0, принимаются по опытным данным.

4. Для горячекатаной арматурной стали классов А-III, А-II и А-I, а также для арматурной стали А-IIIв и А-IIв потери от релаксации принимаются равными нулю.

5. При применении анкеров в виде плотно завинчиваемых гаек или клиновых шайб, устанавливаемых между анкерами и элементом, либо между захватом и опорным устройством, потери за счет обжатия гаек и шайб могут не учитываться /т.е. $\lambda_1 = 0$/.

6. 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.

5.9. Величина потерь от усадки и ползучести бетона по поз.1 и 2 табл.8 определяется для расчета конструкций в стадии эксплуатации.

Для промежуточных стадий работы конструкции, например при их контрольных заводских испытаниях, величина потерь от усадки и ползучести бетона, определенная по поз.I и 2 таблицы 8, умножается на коэффициент $\beta = \frac{4t}{100+3t}$, где t - время в сутках, отсчитываемое при определении потерь от усадки бетона со дня окончания бетонирования конструкции, а при определении потерь от ползучести бетона - со дня его предварительного обжатия.

При этом значение β должно быть $\geqslant 0{,}4$.

Если заранее известно, что предварительно напряженная конструкция подвергается воздействию собственного веса и внешних нагрузок более чем через I00 суток после обжатия бетона, то величина потерь в стадии эксплуатации определяется при значении β, соответствующем фактическому сроку загружения конструкции.

5.I0. При определении потерь от усадки и ползучести бетона должны быть учтены следующие указания:

а/ в конструкциях, подвергаемых для ускорения твердения бетона пропариванию или прогреву, потери за счет усадки и ползучести бетона во всех случаях следует принимать как для конструкций с натяжением арматуры на упоры;

б/ для свай и других конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности, величины потерь от усадки и ползучести бетона, указанные в поз.I и 2 таблицы 8, допускается снижать на 50%, а для конструктивных элементов ростверков эстакад - на 25%;

в/ для конструкций, предназначенных к эксплуатации в сухом и жарком климате /напр., в районах Средней Азии/, потери от усадки и ползучести бетона должны увеличиваться на 20-30%;

г/ в предварительно напряженных хомутах потери от ползучести не учитываются.

6. Расчет элементов бетонных конструкций по прочности.

Общие указания.

6.I. Расчет прочности элементов бетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных к оси элементов.

6.2. При расчете бетонных конструкций допускаемые коэффициенты запаса прочности должны приниматься по таблице 9.

Таблица 9.

№№ пп	Причины разрушения бетонных элементов	Допускаемые коэффициенты запаса прочности "К" при классе капитальности					
		II		III		IУ	
		и при сочетании нагрузок и силовых воздействий					
		основные	особые	основные	особые	основные	особые
I	2	3	4	5	6	7	8
I	Достижение бетоном предела прочности при сжатии	2,2	I,7	2,I	I,7	2	I,7
2	Достижение бетоном предела прочности при растяжении	3,3	2,5	3	2,3	2,8	2,3

Примечания:

I. Коэффициенты запаса прочности при учете сил,действую-

щих во время постройки, испытаний и ремонта сооружений, принимаются равными средним значениям между значениями коэффициентов основных и особых сочетаний нагрузок и воздействий. При учете особых сочетаний в строительный и ремонтный периоды коэффициент запаса принимается по графе особых сочетаний.

2. При применении сборных элементов, изготовляемых на специализированных заводах, обеспечивающих постоянный контроль прочности выпускаемой продукции, коэффициент запаса прочности разрешается уменьшать на 10%, но не ниже 1,6.

3. При учете дополнительных сочетаний нагрузок и воздействий коэффициенты запаса прочности должны приниматься по графе основных сочетаний, уменьшенными на 10% /с округлением/.

Изгибаемые элементы.

6.3. Расчет изгибаемых бетонных элементов производится по формуле

$$kM \le \gamma W_o R_p \quad \text{кг.см},$$

где K - коэффициент запаса прочности, принимаемый по таблице 9, поз.2;

$\gamma = \frac{W_r}{W_o}$ - коэффициент перехода к упругопластическим характеристикам сечения, назначаемый по табл. 22 и 23 приложения I;

$W_r \approx \gamma W_o$ или $W_r = \frac{2J_c}{h-x} + S_p$ см3 - /87

- упругопластический момент сопротивления сечения для растянутой грани;

W_o см3 - упругий момент сопротивления сечения для растянутой грани;

J_c см4 - момент инерции сжатой части сечения относительно нулевой линии;

$S_р$ см3 – статический момент растянутой части сечения относительно нулевой линии.

Положение нулевой линии сечения определяют из условия

$$S_с = 0{,}5(h-x)F_р \quad \text{см3}, \qquad /9/$$

где $S_с$ – статический момент сжатой части сечения относительно нулевой линии;

$F_р$ см2 – площадь растянутой части сечения;

$R_р$ кг/см2 – предел прочности бетона, назначаемый по табл.I, поз.3.

Расчет на местное смятие.

6.4. Расчет сечений при местном сжатии /смятии/ должен производиться по формуле

$$kN \le \mu R_{см} F_1 \quad \text{кг}, \qquad /10/$$

где

K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице 9, поз.I;

кг – нагрузка, приложенная к части рассматриваемого сечения /местная или сумма местной и основной нагрузок/;

– коэффициент, принимаемый равным I при равномерном распределении нагрузки на площади смятия и 0,75 – при неравномерном.

Остальные данные принимаются в соответствии с п.3.2.

7. Расчет элементов железобетонных конструкций по прочности.

Общие указания.

7.I. Расчет элементов железобетонных конструкций по

прочности должен производиться для нормальных, а также наклонных /наиболее опасного направления/ сечений к оси этих элементов.

Опорные части элементов должны быть проверены расчетом на смятие, а для предварительно напряженных конструкций, кроме того, следует проверять прочность концевых участков элемента при воздействии сосредоточенных усилий от натянутой арматуры.

В зонах действия местных нагрузок, сосредоточенных на небольших площадках производится проверка на местную прочность.

7.2. Для продольной арматуры А изгибаемых, внецентренно сжатых по первому случаю и внецентренно растянутых по первому случаю железобетонных элементов, расположенной в несколько рядов в пределах высоты, превышающей половину высоты растянутой зоны сечения, для арматурных стержней, расположенных на расстоянии более $0,5/h - X/$ от растянутой грани сечения, предел текучести или прочности арматуры вводится с коэффициентом 0,8.

Примечание. Указания п.7.2 не распространяются на элементы кольцевого сечения с арматурой, равномерно распределенной по периметру.

7.3. Если в центрально сжатых, изгибаемых или внецентренно сжатых железобетонных элементах площадь сечения продольной арматуры, расположенной в сжатой зоне, составляет более 3% от площади сечения этой зоны, то в расчетных формулах следует учитывать уменьшение действительной площади бетона сжатой зоны на величину площади сечения, расположенной в ней арматуры.

Уменьшение площади сжатой зоны бетона рекомендуется

учитывать в тех случаях, когда это приводит к существенному снижению прочности сечения /например, центрально и внецентренно сжатых по второму случаю элементах, в изгибаемых с полным использованием сжатой зоны и близких к ним и т.д./.

7.4. Расчетную длину ℓ_0 при расчете центрально и внецентренно сжатых железобетонных элементов на прочность с учетом продольного изгиба можно определять как для элементов рамной конструкции /плоской или пространственной/ в предположении неодновременной потери их устойчивости полагая, что нагрузка расположена наиболее невыгодно для рассматриваемого элемента.

При определении расчетных длин стоек коэффициент приведения допускается принимать в соответствии с указанием п. 21.34, часть I настоящего "Пособия". В случаях, не охваченных указанным выше пунктом в зависимости от действительных условий работы конструкции и закреплений на концах.

Дополнительные указания по расчету прочности предварительно напряженных элементов.

7.5. В изгибаемых, центрально и внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых по первому случаю предварительно напряженных железобетонных элементах напрягаемую арматуру, имеющую сцепление с бетоном и расположенную в зоне, сжатой от действия внешних усилий, вводят в расчет с напряжением, определяемым по формуле

$$\sigma_c = \zeta_{c.пред} E_н - \sigma'_c \quad \text{кг/см2} , \qquad /11/$$

где

$E_н$ кг/см2 - модуль упругости напрягаемой арматуры, принимаемый в соответствии с табл.5;

$\zeta_{c.пред.} = 0{,}002$ - предельное относительное укорочение сжатого бетонного волокна, принимаемое в соответствии с опытными дан-

ными, а при отсутствии таковых, величине, указанной выше;

σ_o' кг/см2 – растягивающее предварительное напряжение в арматуре, расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий, принимаемое в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента, условий натяжения арматуры и величины потерь, согласно п.5.8 настоящих норм.

Напряжение σ_c' может быть сжимающим, нулевым или растягивающим. Если напряжение σ_c' будет сжимающим, то оно должно приниматься $\sigma_c' \leq \sigma_{(пр.т)}$.

Если напрягаемая арматура, расположенная в зоне, сжатой от действия внешних усилий, выполняется из стали различных классов, или видов, каждая из них вводится в расчет со своим значением σ_c' .

7.6. При расчете прочности элементов в стадии изготовления на воздействие центрального или внецентренного предварительного обжатия /с учетом в необходимых случаях собственного веса и монтажных нагрузок/ усилия напрягаемой арматуры вводят в расчет как внешние нагрузки, при этом учитывают следующие указания:

а/ для элементов, обжимаемых центрально, усилие обжатия определяют с учетом всей напрягаемой арматуры $N_н$;

б/ для элементов, обжимаемых внецентренно, усилие обжатия определяют только от напрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне $N_н'$;

в/ усилия обжатия $N_н$ и $N_н'$ **вычисляются по формулам:**
При натяжении арматуры на упоры

$$N_н = (F_н + F_н')(\sigma_o - \tau_{сдред} E_н) \quad кг, \qquad /12/$$

$$N'_н = F'_н(\sigma'_о - \zeta_{с.пред} E_н) \quad кг, \qquad /I3/$$

где $\sigma'_о$ и $\sigma_о$ кг/см2 – предварительное напряжение в арматуре сжатой и растянутой зоны после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона;

$\sigma_п = \zeta_{с.пред.} E_н \leq \sigma'_о$ кг/см2 – величина снижения /потери/ предварительного напряжения в арматуре при доведении бетона сжатой зоны до разрушения;

$F'_н$ см2 – в формулах /I3/, /I5/ и /I7/ площадь арматуры сжатой зоны (наиболее обжатой части) сечения.

При натяжении одновременно всей арматуры на бетон

$$N_н = (F_н + F'_н)\sigma_н \quad кг, \qquad /I4/$$

$$N'_н = F'_н \sigma_н \quad кг, \qquad /I5/$$

где $\sigma_н$ кг/см2 – контролируемое предварительное напряжение в арматуре по окончании обжатия бетона до проявления потерь.

При натяжении на бетон арматуры поочередно группами.

$$N_н = (F_н + F'_н)(\sigma_о - \sigma_п) \quad кг, \qquad /I6/$$

$$N'_н = F'_н(\sigma'_о - \sigma_п) \quad кг, \qquad /I7/$$

где $\sigma_о$ и $\sigma'_о$ кг/см2 – то же значение, что и при натяжении арматуры на упоры;

$\sigma_п = \frac{F_1}{F_2}\frac{F_{бт}}{F_н}\zeta_{с.пред} E_н$ кг/см2 – /I8/

– величина снижения /потери/ предва-

- рительного напряжения в арматуре;

F_1 и F_2 см2 - соответственно наименьшая и наибольшая площади поперечных сечений обжимаемого элемента; для элементов с постоянным поперечным сечением принимают $\frac{F_1}{F_2} = 1$;

$F_{p.н}$ см2 - площадь напрягаемой арматуры всех групп обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяется, кроме площади последней группы, которая равна $F_н - F_{p.н}$;

$F_н$ см2 - для элементов, обжимаемых центрально - площадь сечения всей напрягаемой арматуры; для элементов, обжимаемых внецентренно - площадь сечения всей напрягаемой арматуры обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяется.

Расчет прочности при обжатии бетона производят с учетом расчетного сопротивления бетона, соответствующего его фактической прочности в момент обжатия и назначают его по таблице 1 путем интерполяции.

Примечание. При натяжении арматуры на бетон в элементах, имеющих на отдельных участках местное уменьшение сечения /например, за счет устройства проемов/, расчет прочности сечений на этих участках должен производиться на усилие обжатия арматурой, определяемое с учетом указаний настоящего пункта, но при величине снижения предварительного напряжения в арматуре $\sigma_п = 0$.

7.7. Расчет прочности железобетонного элемента при обжатии бетона арматурой, натягиваемой на бетон, производят с учетом в необходимых случаях влияния продольного изгиба или прогиба элемента:

а/ при арматуре, не имеющей сцепления с бетоном и способной смещаться по поперечному сечению элемента, расположенной в каналах, пазах, выемках или за пределами сечения, следует учитывать: при осевом обжатии элемента - влияние продольного изгиба по указаниям п.7.9; при внецентренном обжатии элемента - влияние прогиба элемента в плоскости действия момента на величину эксцентрицитета продольной силы по указаниям пп. 7.39 и 7.40. При этом расчетную длину элемента принимают равной расстоянию между устройствами, прикрепляющими арматуру к бетону по длине элемента;

б/ при арматуре, расположенной в закрытых каналах и не смещаемой по поперечному сечению элемента, влияние продольного изгиба или прогиба элемента не учитывают. Расчет прочности железобетонного элемента при обжатии бетона арматурой, натянутой на упоры и имеющей сцепления с бетоном производится без учета влияния продольного изгиба или прогиба элемента от обжатия.

При определении прогиба элемента и при расчете его на продольный изгиб в стадии обжатия, кроме усилия обжатия, в необходимых случаях следует учитывать влияние собственного веса элемента, совместную работу его с другими элементами конструкции и т.п.

7.8. Для предварительно напряженных элементов, прочность которых исчерпывается с образованием трещин в растянутой зоне вследствие достижения растянутой арматурой предела прочности или предела текучести, усилия, воспринимаемые сечением элемента, должны приниматься уменьшенными на 15% против определенных расчетом.

7.9. Расчет прочности центрально сжатых железобетонных элементов в стадии изготовления на воздействие предварительного напряжения производится по формуле

$$kN_{н} = \varphi \left(R^{\circ}_{пр} F + \sigma_{т} F_{а} \right) \quad кг, \qquad (19)$$

где K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице 12 или 13;

$\varphi = 1$ – при натяжении арматуры на упоры.

При натяжении арматуры на бетон коэффициент φ определяется по таблице 10.

7.10. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов в стадии изготовления на воздействие предварительного напряжения с учетом собственного веса производится по формуле:

а) при "больших" эксцентрицитетах силы $N'_{н}$, т.е. для сечений, удовлетворяющих условию $S_{s} \leq \zeta \cdot S_{0}$,

$$kN'_{н} \leq R^{\circ}_{ц} F_{б} + \sigma_{т} (F_{а} - F'_{а}) - \sigma_{т,пр} (F'_{н} - f'_{н}) \quad кг; \qquad (20)$$

положение нейтральной линии определяется из уравнения

$$R^{\circ}_{ц} S_{б н'} \pm kM \pm \sigma_{т} F_{а} e + \sigma_{т} F'_{а} e' + \sigma_{т,пр} F'_{н} e'_{н} \quad кг\,см; \qquad (21)$$

б) при "малых" эксцентрицитетах силы $N'_{н}$, т.е. для сечений при выполнении условия $S_{s} > \zeta \cdot S_{0}$,

$$kN'_{н} e' \pm kM \leq R^{\circ}_{пр} S'_{0} + \sigma_{т} S'_{а} \quad кг\,см. \qquad (22)$$

В тавровых или двутавровых сечениях арматура, расположенная у менее сжатой или растянутой грани при проверке условия

$S_{s} \leq \zeta \cdot S_{0}$ или $S_{s} > \zeta \cdot S_{0}$ не учитывается.

Значения коэффициентов φ и m_{φ_1} для железобетонных элементов

Таблица I0

	$\frac{l_0}{s}$	≤ 8	I0	I2	I4	I6	I8	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
	$\frac{l_0}{D}$	≤ 7	8,5	I0,5	I2	I4	I5,5	I7	I9	2I	22,5	24	26	28	29,5	3I	33	34,5
Бетон тяжелый	$\frac{l_0}{r}$	≤28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	I04	III	II8	I25	I32	I39
	φ	I	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,8I	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,40	0,35
	m_{φ_1}	I	I	0,96	0,93	0,89	0,85	0,8I	0,78	0,74	0,70	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,48	0,45

Полка, расположенная у менее сжатой грани - при отсутствии растяжения, учитывается полностью.

Если сила $N'_н$ приложена между точками приложения равнодействующих усилий в арматуре A и $A'_н$, A', то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$kN'_н e \mp kM \leq R^{ф}_{пр} S_0 + \sigma_т S_a \quad \text{кгсм}, \qquad /23/$$

где $N'_н$ кг - продольное сжимающее усилие от предварительно напрягаемой арматуры, определяемое в соответствии с требованиями п.7.6;

M кгсм - изгибающий момент от собственного веса конструктивного элемента;

$S_{бN'_н}$ см3 - статический момент площади сечения сжатой зоны бетона $F_б$ относительно линии приложения силы $N'_н$;

S'_0 и S_0 см3 - статические моменты всей рабочей площади поперечного сечения бетона высотой h_0 относительно центра тяжести арматуры A' и A соответственно;

$S_б$ см3 - статический момент площади сечения сжатой зоны бетона $F_б$ высотой X относительно центра тяжести арматуры A';

S'_a и S_a см3 - статические моменты площади сечения арматуры A и A' относительно центра тяжести арматуры A' и A;

$R^{ф}_{и}$ кг/см2 - предел прочности бетона /сжатие при изгибе/, принимаемый с учетом прочности бетона, предусмотренной проектом к моменту создания предварительных напряжений, и назначаемый по интерполяции между табличными значениями /п.3.I, таблица I/;

$F'_н$ см2 - площадь сечения группы стержней арматуры $A'_н$, напрягаемой на последнем этапе натяжения;

K - коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2 или I3;

e и e' см - расстояния от линии действия силы $N'_н$ до равнодействующих усилий в арматуре F_a и F'_a соответственно;

$e'_н$ см - то же до арматуры $F'_н$, находящейся в стадии эксплуатации в сжатой зоне сечения элемента;

ζ - коэффициент, назначаемый по таблице II.

Таблица II

Проектная марка бетона	400 и ниже	500	600
Значение коэффициента ζ	0,8	0,7	0,65

Центрально растянутые элементы.

7.II. Расчет прочности центрально растянутых железобетонных элементов следует производить по формуле

$$kN \leq \sigma_{т,ср} F_н + \sigma_т F_a \quad \text{кг}, \qquad /24/$$

где

K - коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2 или I3, соответственно по поз. I "б" и поз. I.

N кг - внешняя продольная сила.

Для предварительно напряженных элементов, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров, при проверке сечений у концов элемента в пределах длины зоны анкеровки напрягаемой арматуры (см. п.7.24, табл. I4) пределы прочности или пределы текучести этой арматуры в формуле (24) следует принимать уменьшенными в соответствии с указаниями п.7.24.

Допускаемые коэффициенты запаса прочности для железобетонных элементов конструкций при армировании стержневой мягкой сталью назначаются по табл. I2.

Допускаемые коэффициенты запаса прочности железобетонных преднапряженных элементов конструкций, армированных высокопрочной арматурой из твердой стали в пучках и прядях, назначаются по таблице I3.

Изгибаемые элементы.

7.I2. Расчет прямоугольных сечений, нормальных к продольной оси, изгибаемых железобетонных элементов производится из условия

$$kM \le R_u b x \left(h_0 - 0{,}5x\right) + \sigma_c' F_u' \left(h_0 - a_u'\right) + \sigma_T F_a' \left(h_0 - a_a'\right) \text{ кгсм}, \qquad (25)$$

$$x = \frac{\sigma_{T,np} F_a - \sigma_c' F_u' + \sigma_T \left(F_a - F_a'\right)}{R_u b} \geqslant 2a' \text{ см}. \qquad (26)$$

Для элементов с тавровым и двутавровым поперечным сечением имеющим полку в сжатой зоне, если нейтральная ось проходит в полке, т.е. если соблюдается условие

$$\sigma_{T,np} F_a + \sigma_T F_a \le R_u b_n' h_n' + \sigma_c' F_u' + \sigma_T F_a' \text{ кг}, \qquad (27)$$

то расчет производится как для прямоугольного сечения с шириной $b = b_n'$ по формулам (25) и(26), при этом если $\frac{h_n'}{h_0} \le 0{,}2$ расчет разрешается производить по формуле

$$kM \le \left(\sigma_{T,np} F_a + \sigma_T F_a\right)\left(h_0 - 0{,}5h_n'\right) \text{ кгсм}, \qquad (28)$$

Таблица I2

№№ пп	Причины разрушения железобетонных элементов	Допускаемые коэффициенты запаса прочности для железобетонных элементов армированных стержневой мягкой сталью при классе капитальности сооружений								
		II			III			IУ		
		и при сочетаниях нагрузок и силовых воздействий								
		основные	особые	монтажные	основные	особые	монтажные	основные	особые	монтажные
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
I	Достижение бетоном предела прочности при сжатии или арматурой предела текучести:									
	а/ в сжатых элементах	2,0	I,6	I,6	I,8	I,6	I,6	I,7	I,6	I,6
	б/ в остальных элементах	I,8	I,6	I,6	I,7	I,6	I,6	I,6	I,6	I,6
2	Достижение бетоном предела прочности при растя-									

Продолжение табл. I2

I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
	жении /главные напряжения/:									
	а/ при отсутствии расчетной поперечной арматуры /косые стержни и хомуты, а также отгибы/,	3,0	2,3	2,0	2,7	2,2	2,0	2,4	2,0	2,0
	б/ при наличии расчетной поперечной арматуры	I,3	I,2	I,I	I,3	I,2	I,I	I,2	I,2	I,I

Примечания:

I и 2 смотри примечания табл.9.

3. Для отдельных элементов /сооружений II класса капитальности, прочность которых не влияет на прочность и устойчивость сооружения, значения коэффициентов разрешается принимать как для сооружений III класса капитальности.

4. При назначении нагрузок и воздействий при дополнительных сочетаниях коэффициенты запаса принимаются для поз.I "а", и "б" и 2 "а" таблицы I2 по графе основных сочетаний, уменьшенные на I0% с округлением, а для поз.2 "б" - по графе основных сочетаний без снижения.

Таблица I3

№№ пп	Причины разрушения железобетонных элементов	Допускаемые коэффициенты запаса прочности "К" для железобетонных элементов армированных высокопрочной арматурой из твердой стали при классе капитальности сооружений								
		П			Ш			IУ		
		и при сочетаниях нагрузок и силовых воздействий								
		основные	особые	монтажные	основные	особые	монтажные	основные	особые	монтажные
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II
I	Достижение арматурой предела прочности при растяжении или бетоном предела прочности при сжатии	2,6	2,3	I,9	2,4	2,I	I,7	2,2	2,I	I,7
2	См.поз.2 "а" и 2 "б" таблицы I2		Принимаются по таблице I2							

Примечания:

I и 2 смотри примечания табл.9.

3. При значительном содержании в конструктивном элементе арматуры из мягкой стали коэффициенты запаса прочности допускается определять по интерполяции в соответствии с соотношением площадей арматуры из мягкой и твердой стали, расположенной в растянутой зоне.

Если нейтральная ось проходит в ребре, т.е. когда не соблюдено условие (27), расчет производится по формуле

$$kM \le R_u b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{np} h_n' (b_n' - b)(h_0 - 0{,}5h_n') + \sigma_c' F_u' (h_0 - a_u') + \sigma_r' F_a' (h_0 - a_a') \quad \text{кгсм} \quad (29)$$

При этом положение нейтральной линии находится из выражения

$$\sigma_{r,np} F_u + \sigma_r F_a = R_u b x + R_{np} h_n' (b_n' - b) + \sigma_c' F_u' + \sigma_r F_a' \quad \text{кг.} \quad (30)$$

7.I3. В изгибаемых железобетонных элементах с полкой в сжатой зоне вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и I/6 пролета рассчитываемого элемента.

Кроме того, для элементов, не имеющих на длине пролета поперечных ребер или имеющих поперечные ребра на расстояниях больше расстояния между продольными ребрами, при $h_n' < 0{,}1h$ вводимая в расчет ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать величины $6h_n'$.

Для отдельных балок таврового сечения (при консольных свесах полки) вводимая в расчет ширина свесов полки в каждую сторону от ребра должна составлять: при $h_n' \ge 0{,}1h$ - не более $6h_n'$, т. е. расчетная ширина $b_n' = 12h_n' + b$ см; (31)
при $0{,}05h \le h_n' < 0{,}1h$ - не более $3h_n'$, т. е. расчетная ширина $b_n' = 6h_n' + b$ см; (32)
при $h_n' < 0{,}05h$ консольные свесы полки в расчет не вводятся, т.е. принимается $b_n' = b$.

7.I4. В изгибаемых железобетонных элементах симметричных сечений положение нейтральной оси, отвечающее достаточной прочности бетона сжатой зоны, при изгибе в плоскости оси симметрии должно удовлетворять условию

$$J_c \le \zeta \cdot J_0 \quad \text{см}^3. \quad (33)$$

Для элементов, имеющих полку в сжатой зоне, при расположении нейтральной оси в ребре, проверка условия /33/ производится как для прямоугольного сечения, без учета свесов полки. Свесы полки, расположенные в растянутой зоне, при проверке условия /33/ не учитываются во всех случаях.

Значения коэффициента ζ принимаются по таблице II.

Рекомендации настоящего пункта не распространяются на элементы кольцевого или круглого сечения с продольной арматурой равномерно распределенной по окружности /п.7.I8/.

7.I5. Если количество арматуры в растянутой зоне сечения изгибаемого элемента принято бо́льшим, чем это требуется для соблюдения условий /25/, /28/или/29/ /например, из условия расчета по образованию трещин/, то при проверке условия /33/ следует учитывать лишь ту часть сечения арматуры растянутой зоны, которая требуется из расчета на прочность.

7.I6. Если в расчете учитывается арматура, расположенная в сжатой зоне, то указаниями п.7.I2 можно пользоваться лишь при соблюдении условия

$$z_s \leq z_a \quad \text{см}, \qquad /34/$$

где

z_s см – расстояние между равнодействующими усилий в сжатой зоне бетона и равнодействующей усилий в арматуре A растянутой зоны;

z_a см – расстояние между равнодействующими усилий в арматуре сжатой зоны и в арматуре растянутой зоны, при этом следует иметь в виду, что напрягаемую арматуру сжатой зоны, являющуюся растянутой при расчете прочности, при определении величины z_a не учитывают.

Если условие /34/ не соблюдается, что может иметь место в случае, если в сжатой зоне поставлена арматура,

избыточная против требуемой по расчету, то следует, не пользуясь формулами /25/ ÷ /30/ определять требуемую площадь сечения растянутой арматуры из условия

$$kM \le \left(\sigma_{r,np} F_н + \sigma_r F_a\right) z_a \qquad \text{кгсм.} \qquad /35/$$

7.17. Постановка специальной расчетной ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне изгибаемых элементов допускается только при ограниченной высоте сечения, при наличии изгибаемых моментов двух знаков или в случаях каких-либо особых требований.

Применение сечений изгибаемых элементов с арматурой в сжатой зоне, не удовлетворяющих условию

$$kM \le R_u S_0 + \sigma_c' F_н' \left(h_0 - a_н'\right) \qquad \text{кгсм,} \qquad /36/$$

не рекомендуется по соображениям экономии арматуры. Ненапрягаемую арматуру сжатой зоны не следует учитывать в расчете, если соблюдение условия /35/ приводит к уменьшению расчетной прочности элемента по сравнению с расчетом по формулам **/25/÷/30/ без учета ненапрягаемой арматуры сжатой зоны.**

7.18. Изгибаемые железобетонные элементы кольцевого сечения /трубчатые/ с напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматурой, равномерно распределенной по длине окружности, должны удовлетворять условию

$$kM \le 0{,}318\left[R_u F \frac{r_1 + r_2}{2} + \left(\sigma_{r,np} + \sigma_c'\right) F_н r_н + 2\sigma_r F_a r_a\right] \sin\left(180^\circ \alpha_к\right) \qquad \text{кг.см,} \qquad /37/$$

где

$$\alpha_к = \frac{\sigma_{r,np} F_н + \sigma_r F_a}{\left(\sigma_{r,np} + \sigma_c'\right) F_н + 2\sigma_r F_a + R_u F} \quad ; \qquad /38/$$

при этом значения $\alpha_к$ должны удовлетворять условиям:

а) для элементов с ненапрягаемой арматурой, а также для

элементов с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой при $\sigma_0 < 2000$ кг/см2

$$\alpha_к \leq \frac{\zeta}{2,7}; \qquad /39/$$

б) для элементов только с напрягаемой арматурой

$$\alpha_к \leq \frac{\zeta}{1,6}; \qquad /40/$$

в) для элементов с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой при $\sigma_0 \geq 2000$ кг/см2

$$\alpha_к = \frac{0,9F_a + F_н}{3F_a + 2F_н} \cdot \frac{\zeta}{0,8}. \qquad /41/$$

В формулах /37/ ÷ /41/:

F см2 – площадь всего сечения бетона;

F_a см2 – площадь сечения всей продольной ненапрягаемой арматуры;

$F_н$ см2 – площадь сечения всей продольной напрягаемой арматуры;

r_1 и r_2 см – соответственно внутренний и наружный радиусы кольцевого сечения;

r_a и $r_н$ см – соответственно радиусы окружностей, проходящих через центры сечения стержней продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;

K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2 или I3 в зависимости от вида армирования.

Примечание. Рекомендации п.7.I8 распространяются на сечения с отношением $\frac{r_2 - r_1}{r_2} \leq 0,5$ при числе продольных стержней в поперечном сечении элемента не менее 6.

7.19. Расчет сечений, наклонных к продольной оси железобетонного элемента, должен производиться как на действие изгибающего момента, так и на действие поперечной силы.

7.20. Элементы прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений следует проектировать так, чтобы удовлетворялось условие

$$kQ \le 0{,}25\, R_u b h_0 \qquad \text{кг}, \qquad /42/$$

где k - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл. 12, поз.2 "а".

В случае несоблюдения условия /42/ следует повысить марку бетона или увеличить размеры поперечного сечения, либо одновременно повышать марку бетона и увеличивать размеры сечения.

7.21. Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов по изгибающему моменту следует производить по формуле

$$kM \le \sigma_{т,пр} F_и z_и + \Sigma \sigma_{т,пр} F_{и.о} z_{и.о} + \Sigma \sigma_{т,пр} F_{и.х} z_{и.х} + \sigma_т F_а z_а + \Sigma \sigma_т F_о z_о + \Sigma \sigma_т F_х z_х \qquad \text{кг·см}, \qquad /43/$$

где

k - коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице 12, поз.1 "б" или по таблице 13 поз.1;

$F_о$ см2 - площадь сечения всех отогнутых ненапрягаемых стержней, расположенных в одной наклонной к оси элемента плоскости, пересекающей рассматриваемое **наклонное** сечение;

$F_{и.о}$ см2 - то же, напрягаемых;

$\mathcal{F}_x$ см2 – площадь сечения всех поперечных ненапрягаемых стержней /ветвей хомутов/, расположенных параллельно плоскости изгиба в одной нормальной к оси элемента плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение; при одинаковом диаметре поперечных стержней $\mathcal{F}_x = f_x \cdot n_x$;

$\mathcal{F}_{н.х}$ см2 – **то же, напрягаемых; при одинаковом диаметре поперечных стержней** $\mathcal{F}_{н.х} = f_{н.х} \cdot n_{н.х}$;

f_x см2 – площадь сечения одного поперечного ненапрягаемого стержня, параллельного плоскости изгиба /одной ветви хомута/;

$f_{н.х}$ см2 – то же, напрягаемого;

n_x – число поперечных **ненапрягаемых стержней** /ветвей хомутов/, расположенных в одной нормальной к оси элемента плоскости;

$n_{н.х}$ – то же, напрягаемых;

$z_н$ см – расстояния от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сжатой зоны бетона до плоскостей расположения продольных напрягаемых стержней, пересекающих рассматриваемое наклонное сечение элемента;

$z_{н.о}$ см – то же, для отогнутых стержней;

$z_{н.х}$ см – то же, для хомутов;

$z_д$ см – то же, для продольных ненапрягаемых стержней;

$z_о$ см – то же, для отгибов ненапрягаемых;

$z_х$ см – то же, для ненапрягаемых хомутов.

Направление наиболее опасного наклонного сечения /по

изгибающему моменту/ для элементов с постоянной высотой сечения определяется из условия

$$kQ \leq \sum \sigma_{т,пр} F_{н.о} \sin\alpha_н + \sum \sigma_т F_о \sin\alpha + \sum \sigma_{т,пр} F_{н.х} + \sum \sigma_т F_х \quad кг, \quad /44/$$

где K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2, поз.2 "а";

Q кг – поперечная сила у конца наклонного сечения в сжатой зоне элемента;

α и $\alpha_н$ – угол наклона отогнутых соответственно ненапрягаемых и напрягаемых стержней к продольной оси элемента в рассматриваемом сечении.

Примечание. При расчете наклонного сечения положение его нейтральной линии определяется из условия /26/ как для сечения, нормального к оси элемента и расположенного таким образом, что центр тяжести его сжатой зоны лежит на наклонном сечении.

7.22. Проверку на изгиб по наклонным сечениям для балок с постоянной или с плавно изменяющейся высотой сечения допускается не производить при обеспечении ряда расчетных и конструктивных требований п.п.7.36 и 7.40, п.п.I2.9, I2.I2, I2.33 и I2.34 СНиП П-В.I-62, обеспечивающих достаточную прочность в наклонных сечениях при расчете по изгибающему моменту.

7.23. Для элементов с резко меняющейся высотой сечения, например для балок или консолей с подрезкой должен производиться расчет на действие изгибающего момента в наклонном сечении, проходящем через входящий угол подрезки.

7.24. Для предварительно напряженных элементов, арми-

рованных проволокой, пучками или прядями без анкеров, должна быть проверена прочность на изгиб по наклонным сечениям, начинающимся у грани опоры, а также на длине зоны анкеровки $\ell_{ан}$. При этом предел прочности арматуры принимается в начале зоны анкеровки равным "нулю", а в остальных точках – – равным

$$\sigma_0 \frac{\ell_x}{\ell_{ан}} \leq \sigma_{т,пр} \quad \text{кг/см2}, \qquad /45/$$

где

ℓ_x см – расстояние от начала зоны анкеровки до рассматриваемой точки.

Величина $\ell_{ан}$ см принимается равной:

при σ_0 = 10000 кг/см2 $\quad \ell_{ан} = k_{ан} d$ см; /46/

–"– σ_0 < 10000 кг/см2 $\quad \ell_{ан} = \frac{k_{ан} d \sigma_0}{10000}$ см; /47/

–"– σ_0 > 10000кг/см2 $\quad \ell_{ан} = k_{ан} d + 3 \frac{\sigma_0 - 10000}{R_0}$ см; /48/

при стержневом армировании $\ell_{ан} = k_{ан} \cdot d$ см, /48'/

где

d см – диаметр стержня проволоки или пряди;

$K_{ан}$ – коэффициент, принимаемый по таблице I4.

Таблица I4

Вид арматуры	Значения коэффициента $K_{ан}$ при кубиковой прочности бетона в момент его обжатия R_0 в кг/см2			
	200	300	400	500
Высокопрочная проволока периодического профиля	I00	80	60	45
Семипроволочные пряди диаметром 4,5–9 мм	70	60	50	45
То же, диаметром I2 и I5мм	50	40	35	30
Стержневая арматура	I5	I5	I5	I5

Примечание. При мгновенной передаче предварительного напряжения на бетон начало зоны анкеровки арматуры принимают на расстоянии от торца элемента из тяжелого бетона – 0,25 $\ell_{ан}$.

σ_0 кг/см2 – значение предварительного напряжения в арматуре с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона /см. п. 5.7/;

R_0 кг/см2 – кубиковая прочность бетона при его обжатии, назначаемая в соответствии с требованиями проекта.

Проверка прочности на изгиб по наклонным сечениям должна производиться с учетом возможности частичного нарушения сцепления арматуры с бетоном /например, при мгновенной передаче на бетон предварительного напряжения/. В этом случае должна быть проверена также и прочность на изгиб по нормальному к оси элемента сечению, проходящему от торца элемента на расстоянии для тяжелого бетона 0,25 $\ell_{ан}$, при этом предварительно напряженная арматура в расчете не учитывается /в случае отсутствия на длине зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры сечение рассчитывается как бетонное/.

7.25. Расчет наклонных сечений элементов по поперечной силе должен производиться в следующих местах по длине элемента:

а/ в сечениях, проходящих через грань опоры;

б/ в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне начала отгибов;

в/ в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне точки изменения интенсивности поперечного армирования.

7.26. Расчет прочности наклонных сечений элементов, перечисленных в п.7.20, по поперечной силе, действующей в плоскости оси симметрии сечения, может не производиться, если соблюдается условие

$$kQ \leq R_p \beta h_0 \quad \text{кг}, \qquad /49/$$

где K – коэффициент запаса, прочности, назначаемый по табл.I2, поз.2 "а".

В этом случае для балок поперечное армирование назначается по конструктивным соображениям в соответствии с указаниями СНиП П-В.I-62 п.п.I2.20 - I2.34.

7.27. В элементах постоянной высоты расчет наклонных сечений по поперечной силе производится из условия

$$kQ \leq \sum \sigma_{т,пр} F_{н.о} \sin\alpha_н + \sum \sigma_{т,пр} F_{н.х} + \sum \sigma_т F_о \sin\alpha + \sum \sigma_т F_х + Q_б \quad \text{кг}, \qquad /50/$$

где

Q кг – поперечная сила;

$Q_б$ кг – проекция предельного усилия в бетоне любого наклонного сечения на нормаль к оси элемента.

Остальные обозначения те же, что и в формулах /43/ и /44/ п.7.2I.

Значение проекции предельного усилия в бетоне для прямоугольных, тавровых, двутавровых и коробчатых сечений определяется по формуле

$$Q_б = \frac{0{,}15 R_н \beta h_0^2}{c} \quad \text{кг}, \qquad /5I/$$

где

C см – проекция длины наклонного сечения на ось элемента. .

Примечание. При расчете предварительно напряженных элементов, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров (в п. 7.27 и в последующих пунктах) следует учитывать уменьшение предела прочности напрягаемой арматуры (как отогнутой, так и поперечной) на длине зоны анкеровки в соответствии с указаниями п. 7.24.

7.28. При отсутствии отогнутой напрягаемой и ненапрягаемой арматуры элементы постоянного сечения следует рассчитывать по прочности от поперечной силы из условия

$$k Q \leq Q_{x.б} \quad кг, \qquad (52)$$

где

k – коэффициент запаса прочности, принимаемый по табл. 12, поз. 2 "а";

$Q_{x.б}$ кг – предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями (хомутами), в невыгоднейшем наклонном сечении.

Для элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений, армированных поперечными стержнями (хомутами), расположенными в плоскостях, нормальных к продольной оси элемента,

$$Q_{x.б} = \sqrt{0{,}6 R_u \beta h_o^2 q_x} - \left(\sigma_{т.пр} F_{н.x} + \sigma_т F_x\right) \quad кг,$$

где $q_x = \frac{\sigma_{т.пр} F_{н.x}}{u_н} + \frac{\sigma_т F_x}{u} \quad кг/см$ – предельное усилие в поперечных напрягаемых и ненапрягаемых стержнях (хомутах) на единицу длины элемента;

$F_{н.x}$ и F_x $см^2$ – те же значения, что в формулах (43) и (44) п. 7.21;

$u_н$ и u см – расстояния по длине элемента между поперечными соответственно напрягаемыми ($f_{н.x}$) и ненапрягаемыми (f_x) стержнями (хомутами).

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента с предварительным напряжением и без

него равна увеличенной до целого числа шагов поперечных напрягаемых и ненапрягаемых стержней /хомутов/ величине c_o,

где $$c_o = \sqrt{\frac{0{,}15\,R_u\,b\,h_o^2}{q_x}} \quad \text{см.} \qquad /53/$$

7.29. При армировании элемента поперечными стержнями /хомутами/, расположенными нормально к продольной оси элемента, и отогнутыми стержнями необходимое сечение отгибов, располагаемых в одной наклонной плоскости, допускается определять по формуле

$$F_o = \frac{kQ - Q_{x\delta}}{\sigma_T \cdot \sin\alpha} \quad \text{см2}, \qquad /54/$$

где

Q кг – поперечная сила в месте расположения данной плоскости отгибов;

K – коэффициент запаса прочности, принимаемый из таблицы I2, поз.2 "а".

7.30. Расстояние между поперечными стержнями /хомутами/, а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба в тех случаях, когда поперечные стержни и отгибы требуются по расчету, должно быть не более величины, определяемой по формуле

$$u_{макс.} = \frac{0{,}1\,R_u\,b\,h_o^2}{kQ} \quad \text{см}, \qquad /55/$$

где

K – коэффициент запаса прочности, принимаемый из таблицы I2, поз.2 "а".

Примечание. Расположение поперечных стержней и отгибов должно удовлетворять также требованиям СНиП П-В.I-62 п.п.I2.24, I2.33 и I2.34.

7.3I. Продольные растянутые стержни, обрываемые в про-

лете, должны заводиться за точку теоретического обрыва,/т.е. за сечение, нормальное к оси элемента, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету на изгибающий момент/ на длину не менее $20\,d$ и для элементов постоянного сечения не менее величины

$$\omega = \frac{k_{1\delta}Q - k_{2a}Q_o}{2q_{x\omega}} \quad \text{см}, \qquad /56/$$

где

$K_{1\delta}$ – коэффициент запаса прочности, принимаемый по табл.I2, поз.I "б";

K_{2a} – коэффициент запаса прочности, принимаемый по табл.I2, поз.2 "а";

Q кг – поперечная сила в элементах постоянной высоты – – в сечении, нормальном к оси элемента;

Q_o кг – поперечная сила, воспринимаемая отгибами в том же сечении элемента;

d см – расчетный диаметр обрываемого стержня;

$q_{x\omega} = \frac{\sigma_T F_x}{u} + \frac{\sigma_{T\omega} F_{x\omega}}{u_\omega}$ кг/см – /57/

– предельное усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента на участке ω .

Остальные обозначения принимаются из п. 7.28 /а также см. основные принятые буквенные обозначения/.

7.32. Расчет симметричных сечений при косом изгибе /рис.I/ производится по формулам /25/ – /35/ с выполнением условия параллельности плоскостей действия внешних и внутренних моментов по формуле

$$tg\beta = \frac{M_y}{M_x}, \qquad /58/$$

где

M_x кгсм – составляющая изгибающего момента, вызывающая изгиб в плоскости оси X;

M_y кгсм – составляющая изгибающего момента, вызывающая изгиб в плоскости оси y, нормальной к оси X.

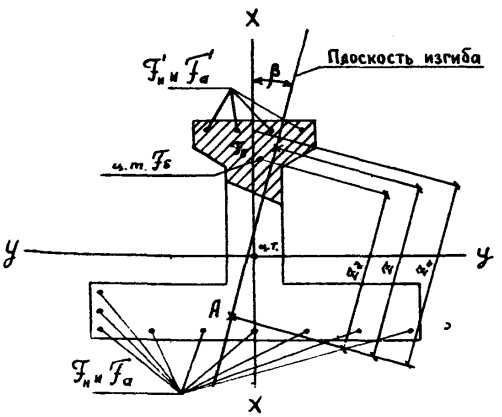


Рис.I

Для элементов прямоугольного сечения, подвергающихся косому изгибу, проверку достаточной прочности бетона сжатой зоны рекомендуется производить по условию

$$\frac{\frac{S_{бx}}{S_{ox}} + \frac{S_{бy}}{S_{oy}}\sqrt{tg\beta}}{\sqrt{1+tg\beta}} \leq \zeta , \qquad /59/$$

где $S_{бx}$ и S_{ox} см3 – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона и всего рабочего сечения бетона относительно оси, нормальной к оси X и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре, растянутой от действия момента M_x и расположенной у грани элемента нормальной к оси X;

$J_{бy}$ и J_{ay} см3 - то же, относительно оси, нормальной к оси, y и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре, растянутой от действия момента M_y и расположенной у грани, нормальной к оси y ;

ζ - коэффициент, назначаемый по таблице II.

Внецентренно сжатые элементы.

7.33. При расчете прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов необходимо рассматривать два возможных случая расчета:

а/ случай I, отвечающий "большим" эксцентрицитетам;
б/ случай 2, отвечающий "малым" эксцентрицитетам.

Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при $e_0 \leq \frac{h}{600}$ производится как при осевом сжатии при наличии сцепления бетона с арматурой по формуле

$$kN_n \leq \varphi \left(R_{пр} F + \sigma_c' F_н + \sigma_c F_a\right) \quad \text{кг}, \qquad /60/$$

где

K - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл. I2, поз.I "а" или по табл.I3, поз.I;

φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл.I0;

$$N_n = \frac{N_{g1}}{m_{g1}} + N_к \quad \text{кг} - \qquad /6I/$$

- приведенная продольная сила;

N_{g1} кг - продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ кг – продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки;

$m_{g,н}$ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на несущую способность гибкого железобетонного элемента, принимаемый по таблице I0.

Расчет внецентренно сжатых элементов в плоскости действия момента при $\epsilon_0 > \frac{l_0}{600}$ производится в соответствии с указаниями п.п.7.34 и 7.4I.

При отношении $\frac{l_0}{r_{ин}} > 14$ должно учитываться влияние прогиба элемента на величину эксцентрицитета продольной силы коэффициентом η согласно указаниям п.7.39.

В остальных случаях влияние прогиба не учитывают и принимают $\eta = 1$.

7.34. Внецентренно сжатые железобетонные элементы, поперечные сечения которых имеют хотя бы одну ось симметрии, при эксцентрицитете только в плоскости этой оси рассчитываются следующим образом:

а/ при "больших" эксцентрицитетах, если удовлетворяется условие /33/ /случай I внецентренного сжатия/ – из условия

$$kN \le R_н \mathcal{F}_б + \sigma_т \mathcal{F}_а' + \sigma_c' \mathcal{F}_н' - \sigma_т \mathcal{F}_а - \sigma_{т,пр} \mathcal{F}_н \quad \text{кг}, \qquad /62/$$

или

$$kNe \le R_н S_б + \sigma_т S_а + \sigma_c' S_н \quad \text{кгсм}, \qquad /63/$$

где K – коэффициент запаса прочности, принимаемый по табл.I2, поз.I "б" или из таблицы I3, поз.I.

При этом положение нулевой /нейтральной/ оси определяют из уравнения

$$R_н S_{бн} \pm \sigma_т \mathcal{F}_а' e_а' \pm \sigma_c' \mathcal{F}_н' e_н' - \sigma_т \mathcal{F}_а e_а - \sigma_{т,пр} \mathcal{F}_н e_н = 0 \quad \text{кгсм}, \qquad /64/$$

где

$S_{бN}$ см3 – статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения продольной силы N.

В формуле /64/ перед вторым и третьим слагаемыми знак плюс, если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре A и A'; минус, если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A'.

Если в расчете учитывается арматура A', то должно удовлетворяться условие /34/; допускается учитывать в расчете арматуру A' и при несоблюдении условия /34/ п.7.16, но при этом следует, не пользуясь формулами /62/ ÷ /64/ производить расчет из условия

$$kN(e-z_a) = (\sigma_{т,пр}S_м + \sigma_т S_a)z_a \quad \text{кгсм}, \qquad /65/$$

где K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл.12, поз.1 "б" или из табл.13, поз.1.

Ненапрягаемую арматуру сжатой зоны не следует учитывать в расчете, если выполнение условия /34/ приводит к уменьшению расчетной прочности элемента по сравнению с расчетом без учета этой арматуры.

При расположении растянутой арматуры A в несколько рядов по высоте сечения элемента должно учитываться требование п.7.2;

б/ при "малых" эксцентрицитетах, когда не удовлетворяется условие /33/ /случай 2 внецентренного сжатия/ расчет по прочности производится в зависимости от проектной марки бетона. Элементы, выполняемые из бетона проектной марки 400 и

ниже, рассчитываются по формуле

$$kNe \le R_{пр} S_0 + \sigma_c' S_н + \sigma_т S_а \quad \text{кгсм}, \qquad (66)$$

а из бетона проектной марки выше 400 и при $e > \bar{e}$ - из условия

$$kNe \le R_н \bar{S}_т + \sigma_c' S_н + \sigma_т S_а \quad \text{кгсм}, \qquad (67)$$

и при $e \le \bar{e}$ - из условия

$$kNe \le R_{пр} S_0 \frac{\bar{e} - 1{,}25\frac{\bar{S}_б}{\bar{F}_б} c - \left(1 - 1{,}25\frac{\bar{S}_б}{\bar{F}_б}\right) e}{\bar{e} - c} + \sigma_c' S_н + \sigma_т S_а \quad \text{кгсм}, \qquad (68)$$

где

K - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл. I2, поз.I "б" или табл.I3, поз.I;

$\bar{e}$ см - расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в арматуре и бетоне сжатой зоны сечения, соответствующих границе между I-м и 2-м случаями внецентренного сжатия до равнодействующей усилий в арматуре A, определяемое по формуле

$$\bar{e} = \frac{R_н \bar{S}_б + \sigma_c' S_н + \sigma_т S_а}{R_н \bar{F}_б + \sigma_c' F_н' + \sigma_т F_а'} \quad \text{см}; \qquad (69)$$

$\bar{S}_б$ см^3 - статический момент площади $\bar{F}_б$ относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре A;

$\bar{F}_б$ см2 - площадь сечения сжатой зоны бетона, соответствующая границе между I-м 2-м случаями внецентренного сжатия, т.е. $S_б = \zeta S_0$;

c см - расстояние от точки приложения равнодействующей всех внутренних усилий в бетоне и арматуре при равномерно сжатом сечении до равнодействующей усилий в арматуре A, определяемое по формуле

$$c = \frac{R_{ap} S + \sigma_c' S_н + \sigma_т S_а}{R_{ap} \mathcal{F} + \sigma_c' (\mathcal{F}_н + \mathcal{F}_н') + \sigma_т (\mathcal{F}_а + \mathcal{F}_а')} \quad см, \qquad /70/$$

где

S см3 – статический момент всего сечения бетона относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре A .

В элементах, рассчитываемых как по I-му, так и по 2-му случаю, ширина сжатой полки, вводимая в расчет, не должна быть более величин, определенных применительно к указаниям п.7.I8.

Если в элементах таврового сечения с полкой в сжатой зоне нейтральная ось пересекает ребро, то расчет сечений должен производиться в соответствии с указаниями п.7.I2 формул /29/ и /30/, т.е. при определении величин $\mathcal{F}_s$, S_s , $S_{sн}$, $\overline{\mathcal{F}_s}$ и $\overline{S_s}$ – площадь сечения свесов сжатой полки $(b_н' - b)h_н'$ следует умножать на отношение $\frac{R_{ap}}{R_u} = 0{,}8$.

При наличии напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне от действия внешних усилий, эта арматура должна учитываться в расчете в соответствии с указаниями п.7.5.

При применении бетона нескольких марок и арматуры нескольких классов каждая марка бетона и каждый класс арматуры вводится в расчет со своим пределом прочности и пределом текучести /прочности/ соответственно.

Примечания:

I. При расчете тавровых сечений по формулам /62/ ÷ /65/ полка, расположенная в растянутой зоне, не учитывается.

2. Для тавровых сечений с полкой, расположенной у менее

сжатой грани, при $e < \bar{e}$ допускается учитывать полку; при этом наибольшая ширина её, вводимая в расчет по формулам (66) – – (68), определяется из условия

$$S_0 \leq 0{,}55 \cdot b\, h_0^2 \quad \text{см}^3. \qquad (71)$$

3. Для внецентренно сжатых по второму случаю элементов при $e < \bar{e}$ положение наименее сжатой стороны сечения (арматуры A) и наиболее сжатой стороны сечения (арматуры A') определяется условием $e > c$.

4. Рекомендации п.7.34 не распространяются на элементы кольцевого сечения (трубчатые) с продольной арматурой, распределенной равномерно по окружности (п.7.36), а также на элементы круглого сечения с таким же армированием.

7.35. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения может производиться следующим образом:

а) при "больших" эксцентрицитетах (случай I) по формулам

$$kN \leq R_u b x + \sigma_c' \mathcal{F}_н' + \sigma_т \mathcal{F}_a' - \sigma_{т,пр} \mathcal{F}_н - \sigma_т \mathcal{F}_a \quad \text{кг} \qquad (72)$$

или

$$kNe \leq R_u b x (h_0 - 0{,}5x) \pm \sigma_c' \mathcal{F}_н' (h_0 - a_н') + \sigma_т \mathcal{F}_a' (h_0 - a_a') \quad \text{кгсм}; \qquad (73)$$

при этом положение нейтральной оси определяют по формуле

$$R_u b x (e - h_0 + 0{,}5x) \pm \sigma_c' \mathcal{F}_н' e_н' \pm \sigma_т \mathcal{F}_a' e_a' - \sigma_{т,пр} \mathcal{F}_н e_н - \sigma_т \mathcal{F}_a e_a \quad \text{кгсм}. \qquad (74)$$

Правило знаков перед вторым и третьим слагаемыми принимается таким же, как и в формуле (64) п.7.34.

Высота сжатой зоны бетона, если учитывается арматура сжатой зоны, должна удовлетворять условию (34); допускается учитывать в расчете арматуру сжатой зоны и при несоблюдении

условия /34/, но при этом площадь сечения растянутой арматуры должна определяться по формуле

$$kN\left(\frac{e}{h_o-a'}-1\right)\le \sigma_{т,пр}F_и+\sigma_т F_а \quad \text{кгсм}, \qquad /75/$$

где значение К, входящее в формулы /72/-/73/ и /75/, назначается по табл. I2, поз. I"б" или по табл. I3, поз. I;

б/ при "малых" эксцентриситетах /случай 2/ расчет прочности производится в зависимости от проектной марки бетона, рассчитываемого элемента. При бетоне проектной марки 400 и менее из условия

$$kNe \le 0{,}5R_{пр}bh_o^2+\sigma_c'F_и'(h_o-a_и')+\sigma_т F_а'(h_o-a_а') \quad \text{кгсм}, \qquad /76/$$

а в элементах из бетона марки выше 400 и при $e > \bar{e}$ - из условия

$$kNe \le 0{,}5\zeta R_и bh_o^2+\sigma_c'F_и'(h_o-a_и')+\sigma_т F_а'(h_o-a_а') \quad \text{кгсм} \qquad /77/$$

и при $e \le \bar{e}$ - из условия .

$$kNe \le 0{,}5R_{пр}bh_o^2\,\frac{\bar{e}-1{,}25\zeta c-(1-1{,}25\zeta)e}{\bar{e}-c}+\sigma_c'F_и'(h_o-a_и')+\sigma_т F_а'(h_o-a_а') \quad \text{кгсм}, /78/$$

где

К - коэффициент запаса прочности, принимаемый по табл.I2, поз.I "б" или по табл.I3, поз.I.

Величины $\bar{e}$ и c определяют по формулам /69/ и /70/ п.7.34.

7.36. Внецентренно сжатые элементы трубчатого сечения с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности, рассчитываются по формулам:

а/ I-ый случай, при $\alpha_к \le \frac{\zeta}{1{,}6}$,

где $$\alpha_к=\frac{\sigma_{т,пр}F_и+\sigma_т F_а+kN}{(\sigma_{т,пр}+\sigma_c')F_и+2\sigma_т F_а+R_и F}\ ; \qquad /79/$$

$$kNe_0 \le 0{,}318\left[0{,}5\,R_u\mathcal{F}(\tau_1+\tau_2)+(\sigma_{r,np}+\sigma_c')\mathcal{F}_u\tau_u+2\sigma_r\mathcal{F}\tau_a\right]\sin(180^\circ\cdot\alpha_u) \quad \text{кгсм}; \quad /80/$$

б/ 2-ой случай, при $\alpha_\kappa > \frac{\tau}{1,6}$

$$kN(e_0+\tau_u) \le \left[R_{np}\mathcal{F}+k_a(\sigma_{r,np}\mathcal{F}_u+\sigma_r\mathcal{F}_a)-\sigma_0\mathcal{F}_u\right]\tau_u \quad \text{кгсм}; \quad /81/$$

в формуле /81/:

$\sigma_{np,r} = 0{,}002E_u < \sigma_{np,r}$,

$\sigma_r < 0{,}002E_a$;

К – коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл.12, поз.1 "б" или табл.13, поз.1;

k_a – коэффициент, который при $e_0 < \tau_u$ принимают $k_a = 1-\frac{e_0}{3\tau_u}$,

а при $e_0 \ge \tau_u$ принимают $k_a = 0{,}667$;

$e_0 = \frac{M}{N}$ см – эксцентрицитет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения.

Остальные обозначения те же, что и в формулах /37/ и /38/.п.7.18.

Примечания:

1. При отсутствии напрягаемой арматуры $\mathcal{F}_u$ следует принимать $\mathcal{F}_u = 0$ и $\tau_u = \tau_a$.

2. Рекомендации п.7.36 распространяются на сечения с отношением $\frac{\tau_2-\tau_1}{\tau_2} \le 0{,}5$ при числе продольных стержней в поперечном сечении не менее 6.

7.37. Расчет кольцевых сечений на внецентренное сжатие при соблюдении условия $\tau_u \approx \tau_a \approx \tau_\varphi = 0{,}5(\tau_1+\tau_2)$, а также примечания к п.7.36 рекомендуется производить согласно указаниям п.7.38.

7.38. Расчет прочности внецентренно сжатых железобетонных кольцевых сечений, указанных в п.7.37, производится в зави-

симости от величины коэффициента α_K , определяемого по формуле /79/ с заменой в ней продольной силы N приведенной продольной силой $N_п$, определяемой по формуле /6I/.

а/ при $\alpha_K \leq \alpha_{K\,макс}$ прочность сечения проверяется из условия

$$k N_п (e_{оп} \eta - \gamma_к \tau_{ср}) \leq (\sigma_{т.тр} F_и + \sigma_т F_а) \gamma_к \tau_{ср} \quad \text{кгсм}, \qquad /82/$$

где $e_{оп}$ см – эксцентриситет приведенной продольной силы $N_п$ относительно центра тяжести сечения, определяемый по формуле

$$e_{оп} = \frac{\frac{N_{зд}}{m_{зд}} e_{озд} + N_к e_{ок}}{N_п} \quad \text{см}, \qquad /83/$$

где

$e_{озд}$ и $e_{ок}$ см – расстояния от точки приложения усилий соответственно $N_{зд}$ и $N_к$ до центра тяжести поперечного сечения элемента;

η – коэффициент, учитывающий влияние прогиба элемента, определяемый в соответствии с п.7.39;

K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2, поз.I "б" или табл. I3, поз. I.

Таблица I5

$\alpha_к$	$\gamma_к$
0,0I	I,000
0,02	I,000
0,03	0,999
0,04	0,997
0,05	0,996
0,06	0,994
0,07	0,992
0,08	0,990
0,09	0,987
0,I0	0,984
0,II	0,980
0,I2	0,976
0,I3	0,973
0,I4	0,968
0,I5	0,963
0,I6	0,959
0,I7	0,953
0,I8	0,948
0,I9	0,942
0,20	0,936
0,2I	0,929
0,22	0,922
0,23	0,9I5
0,24	0,908
0,25	0,90I

б/ при $\alpha_к > \alpha_{к\ макс}$ прочность сечения проверяется из условия

$$N_п(e_{оп}\eta + r_{ср}) \le [R_{пр}\mathcal{F} + k_a(\sigma_{т,пр}\mathcal{F}_н + \sigma_т\mathcal{F}_а) - \sigma_о\mathcal{F}_н]\, r_{ср} \quad кгсм, \qquad /84/$$

где К – **коэффициент запаса прочности, принимаемый по таблице I2**, поз.I "б" или по таблице I3, поз.I;

k_a – **коэффициент, который**

при $e_{оп}\cdot\eta < r_{ср}$ принимают $K_a = 1 - \frac{e_{оп}\cdot\eta}{3r_{ср}}$,

а при $e_{оп}\cdot\eta > r_{ср}$ принимают K_a = 0,667.

$\alpha_{к\ макс.3}$ определяется по таблице I6.

Таблица I6

Характеристика армирования	Марка бетона	$\alpha_к$ макс.	
Элементы с ненапрягаемой арматурой и с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой при $\sigma_о$ < 2000 кг/см2	400 и менее	0,30	α макс.I
	500	0,26	
	600	0,24	
Элементы с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой при $\sigma_о \ge$ 2000 кг/см2	400 и менее	$\frac{\mathcal{F}_н + 0{,}9\mathcal{F}_а}{2\mathcal{F}_н + 3\mathcal{F}_а}$	α макс.2
	500	$0{,}9\,\frac{\mathcal{F}_н + 0{,}9\mathcal{F}_а}{2\mathcal{F}_н + 3\mathcal{F}_а}$	
	600	$0{,}8\,\frac{\mathcal{F}_н + 0{,}9\mathcal{F}_а}{2\mathcal{F}_н + 3\mathcal{F}_а}$	
Элементы с напрягаемой арматурой при $\sigma_о \ge$ 2000 кг/см2	400 и менее	0,50	α макс.3
	500	0,44	
	600	0,40	

Величина предельного эксцентрицитета $e_{0,пр}$, при котором сечение может воспринять заданную продольную силу, определяется по одному из равенств /82/ и /84/ в зависимости от величины $\alpha_к$ с учетом продольного изгиба и длительности действия нагрузки /при заданном соотношении кратковременной и длительной нагрузки/ последовательными приближениями, так как η, $m_{зд}$ и K_a зависят от величины эксцентрицитета.

В первом приближении рекомендуется принимать η при $c = 400$, $m_{зд} = m_{зд}$, $K_a \approx 0{,}667$.

7.39. Влияние прогиба элемента учитывается путем умножения величины "e_0" на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{kN}{12 c_1 R_a F} \left(\frac{l_0}{r_u}\right)^2}, \qquad /85/$$

где

K - коэффициент запаса прочности, принимаемый из табл.I2, поз.I "б" или из таблицы I3, поз.I;

$r_u = \sqrt{\frac{J_n}{F_n}}$ см - радиус инерции поперечного сечения в плоскости изгиба;

c_1 - коэффициент, который для тяжелого бетона определяется по эмпирической формуле

$$c_1 = \frac{66\,000}{R + 350}\left(\frac{1}{\frac{e_0}{h} + 0{,}16} + 200\mu + 1\right), \qquad /86/$$

где

R кг/см2 - проектная марка бетона по прочности на сжатие;

$\mu = \frac{F_a + F_н}{F}$ - коэффициент армирования.

Если отношение $\frac{e_0}{h}$ не превышает значений, приведенных в табл.I7, то в формулу /86/ вместо фактических величин $\frac{e_u}{h}$ подставляются граничные значения этих отношений по таблице I7.

При гибкости элемента $\frac{l_0}{r_u} > 35$ / $\frac{l_0}{h} > 10$/ необходимо учитывать влияние длительного воздействия нагрузки на несущую способность элемента.

В этих случаях в формуле /85/, а также в формулах п.п.7.33 - 7.38 продольную силу N заменяют приведенной продольной силой N_n, определяемой по формуле

$$N_n = \frac{N_{дл}}{m_{эдл}} + N_к \quad \text{кг.} \qquad /87/$$

Таблица I7

Проектная марка бетона	Граничные относительные эксцентрицитеты $\frac{e_0}{h}$ при					
	$\frac{l_0}{r_u} \leq 52$	69	86	I04	I22	I39
	$\frac{l_0}{h} \leq 15$	20	25	30	35	40
I	2	3	4	5	6	7
I50	0,60	0,45	0,30	0,20	0,I5	0,07
200	0,55	0,40	0,30	0,20	0,I0	-
300	0,50	0,35	0,25	0,I5	0,06	-
400	0,40	0,30	0,20	0,I0	-	-
500	0,35	0,25	0,I5	0,05	-	-
600	0,30	0,20	0,I0	-	-	-

Причем эта сила приложена с эксцентрицитетом e_{on}, определяемым по формуле /83/, где

$$m_{эдл} = \frac{m_{дл} + 2\frac{e_{0дл}}{h}}{1 + 2\frac{e_{0дл}}{h}}, \qquad /88/$$

где $m_{g\mu}$ -коэффициент, принимаемый по таблице 10, при замене в ней отношений $\frac{l_0}{b}$ и $\frac{l_0}{r}$ соответственно отношениями $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{l_0}{r_u}$.

При расчете прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов, помимо учета гибкости в плоскости действия момента, должна также производиться проверка на продольный изгиб в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, как для элементов, работающих на осевое сжатие /без учета изгибающего момента/ согласно указаниям п.7.33 формула /60/.

Примечания:

1. Если площадь сечения продольной арматуры F_a и F_a' составляет $> 3\%$ от всей площади сечения элемента, то в формуле /60/ величина F заменяется величиной $F-(F_a+F_a')$.

2. При $14 < \frac{l_0}{r_u} < 35$ учет влияния прогиба на величину эксцентрицитета продольной силы допускается производить иными, упрощенными способами.

3. Расчетные длины l_0 внецентренно сжатых элементов /стоек/ должны приниматься в соответствии с указаниями п.7.4.

4. Если значение коэффициента η в формуле /85/ окажется равным бесконечности или отрицательным, то следует увеличить размеры сечения.

5. При расчете элементов, имеющих несмещаемые опоры, значения $m_{g\mu}$ и η принимаются: для сечений в средней трети длины элемента-по формуле /85/, для сечений в пределах крайних третей длины элемента-путем линейной интерполяции, принимая в опорных сечениях коэффициент $m_{g\mu} = 1$ и $\eta = 1$.

7.40. Расчет прочности внецентренно сжатых продольной внешней силой железобетонных предварительно напряженных элементов с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном и способной смещаться по поперечному сечению элемента /п.7.7/ производится для двух случаев:

а/ при полной расчетной длине элемента и приведенной продольной силе N_n ;

б/ при расчетной длине элемента, равной расстоянию между точками крепления арматуры, и приведенной продольной силе N_n, в которой учитывается равнодействующая усилий N_H во всей напрягаемой арматуре после обжатия бетона; в этом случае в формуле /6I/ продольную силу $N_{дл}$ следует заменять суммой сил $N_{дл} + N_H$.

Если обжимаемый элемент может прогнуться до напрягаемой арматуры, препятствующей его дальнейшему изгибу, то расчетная величина добавочного эксцентрицитета /прогиба/ для усилия N_H не должна превышать расстояния от поверхности бетона до поверхности напрягаемой арматуры, измеряемого в плоскости изгиба, до обжатия элемента.

7.4I. Проверка прочности наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов должна производиться аналогично расчету изгибаемых железобетонных элементов в соответствии с указаниями п.п.7.19 - 7.3I.

Для предварительно напряженных элементов, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров, должна быть проверена прочность наклонных и нормальных к оси элемента сечений на длине зоны анкеровки напрягаемой арматуры, с учетом возможности нарушения сцепления ее с бетоном /п.7.24/.

7.42. Внецентренно сжатые железобетонные элементы круглого сечения с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности /в количестве не менее 6 стержней/, рассчитываются по формулам:

а) I-й случай, при $\alpha'_к \leq 0,5$,

где $$\alpha'_к = \frac{\sigma_т F_a + kN}{2\sigma_т F_a + R_ш F}; \qquad /88/$$

$$kNe_o = \frac{k_m}{\sqrt{\pi}} \left[\frac{2}{3} R_ш F r k_ч^3 + 2\sigma_т F_a r_a k_ч\right] \quad кгсм, \qquad /89/$$

где $$k_ч = \frac{\alpha'_к}{0,05+0,9\alpha'_к};$$

б)2-й случай, при $\alpha'_к > 0,5$

$$k N(e_o + \tau_a) \leq k_m \tau_a \left(R_{np} \mathcal{F} + k_a \sigma_r \mathcal{F}_a\right) \qquad \text{кгсм.} \qquad /90/$$

где $k_a = I - \frac{e_o}{3\tau_a}$ при $e_o < \tau_a$

или $k_a = 0,667$ при $e_o \geq \tau_a$.

Значение коэффициента k_m в формулах /89/ и /90/ принимают равным:

$$K_m = \frac{I + m}{I + I,3\,m} \leq I, \qquad /9I/$$

где $m = \frac{e_o}{D}$ при $\frac{e_o}{D} \leq 0,5$

или $m = 0,7 - 0,4\,\frac{e_o}{D} \geq 0$ при $\frac{e_o}{D} > 0,5$.

В формулах /88/ ÷ /9I/:

τ - радиус сечения элемента;
D - диаметр сечения элемента;
остальные обозначения - по пп. 7.I8 и 7.36.

7.43. Железобетонные элементы, имеющие сечения, симметричные относительно двух взаимно-перпендикулярных осей и подвергающиеся одновременному воздействию продольной силы и изгибающих моментов в направлении обеих осей симметрии /косое внецентренное сжатие, рис.2/ рассчитываются:

а/ при "больших" эксцентрицитетах /хотя бы в направлении одной из осей симметрии/ из условий /72/ или /73/. В указанном случае положение нейтральной линии находится из условия /74/, а также из условия расположения на одной прямой точек приложения равнодействующей внешних сил, равнодействующих всех внутренних усилий в сжатой зоне сечения и равнодействующей усилий в арматуре, расположенной в растянутой зоне. При этом должны соблюдаться все требования п. 7.34 "а".

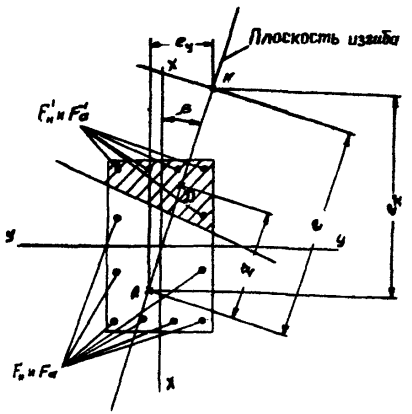


Рис.2.

б/ при "малых" эксцентриситетах в направлении обеих осей симметрии - по формуле

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}} \quad \text{кг}, \qquad /92/$$

где N кг - расчетная продольная сила при совокупности всех воздействий;

N_0 кг - расчетная продольная сила, которая может быть воспринята сечением при центральном сжатии;

N_x кг - расчетная продольная сила, действующая в плоскости оси x с эксцентриситетом e_x, которая может быть воспринята сечением;

N_y кг - то же, в плоскости оси y с эксцентриситетом e_y;

k - коэффициент запаса прочности, принимаемый по табл.I2, поз.I "б" или табл.I3, поз.I.

Несущая способность элемента принимается меньшей из двух значений, полученных при расчете по п. 7.43 "а" и п. 7.43 "б".

Примечания: I. При определении N_x и N_y, также как и при определении N_o, рекомендуется учитывать всю арматуру сечения.

2. При определении N_x и N_y **гибкость элемента** учитывается в соответствии с п.7.39; при этом коэффициент φ вычисляется по заданной расчетной **продольной нагрузке** N ; **при определении** N_y **гибкость не учитывается.**

Внецентренно растянутые элементы.

7.44. Расчет прочности внецентренно растянутых железобетонных элементов прямоугольного, таврового, двутаврового, коробчатого и др.близких к ним сечений производится:

а/ при "малых" эксцентрицитетах, если сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре А и A' из условий

$$kN \le \frac{\sigma_{r,m} S_a + \sigma_r S_a}{e} \quad \text{кг}, \qquad /93/$$

$$kN \le \frac{\sigma_{r,m} S'_a + \sigma_r S'_a}{e'} \quad \text{кг}; \qquad /94/$$

б/ при "больших" эксцентрицитетах, если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре А и A' – из условия

$$kN \le \sigma_r (F_a - F'_a) + \sigma_{r,m} F_a - \sigma'_c F'_a - R_a F \quad \text{кг}. \qquad /95/$$

При этом положение нейтральной линии определяется из уравнения

$$R_a S_{ca} + \sigma_r F'_a e'_a + \sigma'_c F'_a e'_a - \sigma_r F_a e_a - \sigma_{r,m} F_a e_a = 0. \qquad /96/$$

При этом высота сжатой зоны должна удовлетворять условию /33/, а при наличии учитываемой в расчете арматуры A', кроме того, условию /34/.

Допускается учитывать в расчете арматуру A' и при несоблюдении условия /34/, но при этом следует, не пользуясь формулами /95/ и /96/ производить расчет из условия

$$kN(e+z_a) \le (\sigma_{т,пр}\mathcal{F}_н + \sigma_т\mathcal{F}_a)z_a \quad \text{кгсм}, \qquad /97/$$

где K – коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2, поз.I "б" или таблице I3, поз.I.

Ненапрягаемую арматуру A' не следует учитывать в расчете, если соблюдение условия /34/ приводит к уменьшению расчетной прочности элемента по сравнению с расчетом без учета этой арматуры.

При расположении арматуры A растянутой зоны в несколько рядов по высоте сечения элемента должно учитываться требование п.7.2.

При наличии в сжатой зоне сечения напрягаемой арматуры учет ее должен производиться в соответствии с рекомендациями п.7.5.

7.45. Расчет прочности внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения производится:

а/ если сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A' – из условий /93/ и /94/;

б/ если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A' – из условий

$$kN \le \sigma_{т,пр}\mathcal{F}_н + \sigma_т\mathcal{F}_a - \sigma_c'\mathcal{F}_н' - \sigma_т\mathcal{F}_a' - R_u bx \quad \text{кг} \qquad /98/$$

или

$$kNe \le R_u bx(h_o - 0{,}5x) + \sigma_c'\mathcal{F}_н'(h_o - a_н') + \sigma_т\mathcal{F}_a'(h_o - a_a') \quad \text{кгсм}; \qquad /99/$$

при этом положение нулевой /нейтральной/ оси определяют из

уравнения

$$R_u b x\left(e+h_o-0{,}5x\right)+\sigma_s' F_a' e_a'+\sigma_r F_a' e_a'-\sigma_{r,m} F_a e_a-\sigma_r F_a e_a=0 \qquad \text{кгсм}, \qquad /100/$$

а высота сжатия зоны должна удовлетворять условию /33/. Учет сжатой арматуры должен производиться применительно к указаниям п.7.5.

7.46. Прочность наклонных сечений внецентренно растянутых железобетонных элементов должна обеспечиваться соблюдением следующих требований:

а/ при "малых" эксцентрицитетах, если продольная сила проходит между равнодействующими усилий в арматуре А и А', вся поперечная сила в любом наклонном сечении, направленном под углом 60^0 и менее к продольной оси элемента, должна быть воспринята поперечной арматурой; проверка сечений, составляющих с продольной осью элемента угол более 60^0, может не производиться;

б/ при "больших" эксцентрицитетах, если продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре А и А', расчет наклонных сечений должен производиться, как для изгибаемых элементов, в соответствии с указаниями п.п.7.19 ÷ 7.31, при этом, если эксцентрицитет силы N относительно центра тяжести всего сечения бетона $e_o \leq 1{,}5\, h_o$, то величина $Q_б$ [см.формулу /51/] умножается на коэффициент

$$k_e = \frac{e_o}{h_o} - 0{,}5. \qquad /102/$$

Расчет прочности наклонных сечений внецентренно растянутых элементов может не производиться /поперечную арматуру в этом случае устанавливают конструктивно в соответствии с указаниями СНиП П-В.1-62 п.12.24/, если при "больших" эксцентрицитетах соблюдается хотя бы одно из следующих условий;

1) величина главных растягивающих напряжений $\sigma_{г.р}$

/п.п.7.47 - 7.5I/ **не превышает** предела прочности бетона на осевое растяжение R_p с коэффициентом запаса прочности К, назначаемым по табл.I2, поз.2 "а";

2) $kQ \leq k_c R_p b h_o$ кг, /I03/

где К - коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2, поз.2 "а", а при "малых" эксцентриситетах, если соблюдается первое из этих условий.

Величина главных **растягивающих** напряжений $\sigma_{гл}$ определяется по правилам сопротивления упругих материалов по указаниям п.п.7.47 ÷ 7.5I.

Примечание. Для элементов армированных проволокой, **пучками или прядями без анкеров, следует** проверять прочность на изгиб по наклонным и нормальным к оси элемента сечениям на длине зоны анкеровки арматуры **/см. п.7.24/.**

7.47. Главные растягивающие напряжения по нейтральной оси прямоугольного сечения, возникающие в изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения, определяются по формуле

$$\sigma_{гл} = \tau = \frac{Q}{bz} \quad \text{кг/см2}, \qquad /I04/$$

где

z см - плечо внутренней пары, принимаемое для конструкций, рассчитываемых на прочность или на раскрытие трещин, равным $0{,}9\,h_o$ и для конструкций, рассчитываемых по образованию трещин, равным $0{,}667\,h$.

Для сложных сечений $\sigma_{гл}$ по нейтральной оси определяются по формуле

$$\sigma_{гл} = \tau = \frac{Q S_n}{b J_n} \quad \text{кг/см2}, \qquad /I05/$$

где S_n см3 - статический момент части приведенного сечения, лежащей по одну сторону от оси, на уровне которой определяются напряжения. Статический момент должен быть взят относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения.

Главные растягивающие напряжения во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых железобетонных элементах без предварительного напряжения разрешается определять по формуле

$$\sigma_{гл} = 0{,}5\sigma + \sqrt{0{,}25\sigma^2 + \tau^2} \quad \text{кг/см2}, \qquad /I06$$

где

σ кг/см2 - напряжения соответственно со знаком минус или плюс, определяемые по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_n} \pm \frac{My}{J_n} \quad \text{кг/см2}, \qquad /I07.$$

где y см - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна.

Главные напряжения следует определять по высоте сечения - только по оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, а также в местах резкого изменения размеров сечения.

7.48. В любом сечении железобетонных элементов величина главных растягивающих напряжений, полученная по формулам /I04/ - /I06/ п.7.47 не должна превышать

$$\sigma_{гл} \leq \frac{R_p}{k_б} \quad \text{кг/см2}, \qquad /I08/$$

где $k_б$ - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл.I2, поз.2 "б".

На участках элементов, в пределах которых удовлетворяется условие

$$\sigma_{гл} \leq \frac{R_p}{k_a} \quad \text{кг/см2} \qquad /I09/$$

главные растягивающие напряжения могут полностью восприниматься бетоном /поперечная арматура устанавливается по конструктивным соображениям/,

В формуле /I09/ $k_т$ - коэффициент запаса прочности, назначаемый по таблице I2, поз.2 "а",

На участках элементов, где выполняется условие

$$\frac{R_р}{k_а} < \sigma_{гр} < \frac{R_р}{k_т} \quad \text{кг/см2} \qquad /II0/$$

поперечное армирование назначается по расчету в соответствии с п.77 НиТУ /СН 55-59/.

7.49. Величину главных растягивающих напряжений железобетонных предварительно напряженных элементов рекомендуется определять по формуле

$$\sigma_{гр} = 0{,}5(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{0{,}25(\sigma_x + \sigma_y)^2 + \tau^2} \quad \text{кг/см2}, \qquad /III/$$

где $$\sigma_x = \frac{N_o}{F_п} \pm \frac{N_o e}{J_п} y \pm \frac{N}{F_п} \pm \frac{M}{J_п} y \quad \text{кг/см2}. \qquad /II2/$$

В формулах /III/ и /II2/ растягивающие напряжения следует подставлять со знаком "плюс", а сжимающие - со знаком "минус".

σ_y кг/см2 - предварительное /сжимающее/ напряжение в бетоне, действующее в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента, и вызванное предварительным напряжением поперечной арматуры /хомутов/ или отгибов; абсолютное значение σ_y определяют по формуле

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{ax} F_{нх}}{b u_x} + \frac{\sigma_a F_{но}}{b u_o} \sin\alpha \quad \text{кг/см2}, \qquad /II3/$$

где $F_{нх}$ см2 - площадь сечения всех напрягаемых хомутов, расположенных в одной нормальной к оси элемента плоскости на рассматриваемом участке;

$F_{н.о}$ см2 – площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке u_0 длиной, равной $0{,}5h$, расположенном симметрично относительно рассматриваемого сечения 0-0 (рис.3)

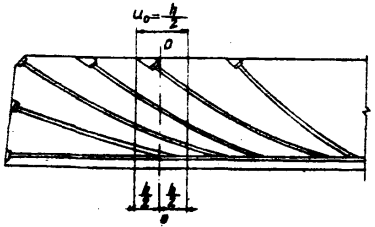


Рис. 3

$\sigma_{ск}$ кг/см2 – предварительное напряжение поперечной арматуры /хомутов/ после проявления всех потерь;

u_x см – шаг хомутов;

σ_0 кг/см2 – предварительное напряжение в отогнутой арматуре после проявления всех потерь;

τ кг/см2 – скалывающее напряжение в бетоне, определяемое по формулам /I04/ и /I05/;

$в$ см – ширина элемента в рассматриваемом сечении;

α – угол между осью арматуры и продольной осью элемента в рассматриваемом сечении.

В предварительно напряженных элементах с арматурой наклонной или криволинейного очертания величину поперечной силы Q, подставляемую в формулы /I04/ и /I05/, определяют как разность /или сумму/ поперечных сил от внешней нагрузки Q_e и

силы натяжения $Q_{пр}$ по формуле:

$$Q = Q_б - Q_{пр} \quad кг, \qquad /II4/$$

где $Q_{пр} = \Sigma N_0 \sin\alpha$ кг; /II5/

$N_0 = \sigma_0 f_н$ кг – /II6/

– усилие в пучке или стержне, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $0{,}25h$ от рассматриваемого сечения 0–0 /рис.3/;

$f_н$ см2 – **площадь сечения одного стержня или пучка напрягаемой отогнутой арматуры.**

При отсутствии предварительного напряжения поперечной арматуры $\sigma_y = 0$.

Величина главных растягивающих напряжений в любом сечении элемента, определенная по формуле /III/, не должна превышать величины, определяемой условием /I08/.

7.50. Для предварительно напряженных элементов, включая центрально обжатые элементы, рассчитываемые на осевое растяжение, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров, обязательна проверка соблюдения требований п.п.7.24, 7.49 и 8.3 в сечениях на грани опоры и на длине зоны анкеровки арматуры $l_{ан}$, определяемой согласно п.7.24. При проверке соблюдения этих условий следует учитывать возможность неполного обжатия бетона и нарушения сцепления арматуры с бетоном при мгновенной передаче предварительного напряжения на бетон /см.примечание 3 к п.7.28 СНиП П-В.I-62/.

7.5I. Главные растягивающие напряжения должны определяться в наиболее опасных местах по длине **элемента:** на опорах, под сосредоточенными силами и в местах уменьшения ширины или высоты сечения. Величина наибольших главных растягивающих

напряжений в любом сечении железобетонного предварительно напряженного элемента не должна превышать

$$\sigma_{г.р} \leq \frac{R_р}{k_т} \quad \text{кг/см2}, \qquad /II7/$$

где $K_т$ - коэффициент запаса по образованию трещин, принимаемый по табл.I8.

На участках элементов, в пределах которых удовлетворяется условие /I09/, главные растягивающие напряжения могут полностью восприниматься бетоном.

При выполнении условия

$$\frac{R_р}{k_а} < \sigma_{г.р} < \frac{R_р}{k_т} \quad \text{кг/см2} \qquad /II8/$$

поперечное армирование назначается по расчету.

Расчет поперечной арматуры рекомендуется производить по НиТУ СН 55-59 или по учебному пособию "Железобетонные конструкции", К.В.Сахновский, изд.I95I г.

Элементы с ненапрягаемой арматурой, работающие на кручение с изгибом.

7.52. Для железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на кручение с изгибом или на чистое кручение, размеры сечения должны назначаться такими, чтобы соблюдалось условие

$$kM_к \leq 0{,}07\, R_и\, в^2 h \quad \text{кгсм}, \qquad /II9/$$

где - K - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл.I2, поз.I "а";

h и $в$ см - соответственно больший и меньший размеры сечения.

7.53. Элементы прямоугольного сечения, подвергающиеся кручению или кручению и изгибу одновременно, рассчитываются

по нижеследующим указаниям.

а/ Определяется прочность элемента при совместном действии крутящего и изгибающего моментов/по схеме 1, рис.4 "а"/ - из условия

$$kM_к\left(\frac{c_1}{\ell}+\frac{1}{\chi}\right)\le\left[\sigma_r\mathcal{F}_{a1}+\sigma_{rx}\frac{f_{x1}c_1^2}{u_1(2h+\ell)}\right](h_o-0{,}5x_1)+\sigma_r\mathcal{F}'_{a1}(0{,}5x-a_1)\quad \text{кгсм};\quad /I20/$$

при этом положение нейтральной оси определяется двумя параметрами: длиной проекции нейтральной оси на продольную ось элемента c_1, которая принимается равной

$$c_1=-\frac{\ell}{\chi}+\sqrt{\left(\frac{\ell}{\chi}\right)^2+\frac{\sigma_r\mathcal{F}_{a1}u_1}{\sigma_{rx}f_{x1}}(2h+\ell)}\le 2h+\ell\quad \text{см}\qquad /I21/$$

и высотой сжатой зоны бетона x_1, определяемой из условия

$$R_n\left(c_1^2+\ell^2\right)x_1=\left[\sigma_r\mathcal{F}_{a1}+\sigma_{rx}\frac{f_{x1}\cdot c_1^2}{u_1(2h+\ell)}-\sigma_r\mathcal{F}'_{a1}\right]\ell\qquad \text{кгсм.}\qquad /I22/$$

Сжатую арматуру A' в формулах /I20/ и /I22/ следует учитывать только в том случае, если значение x_1, определенное из условия /I22/ без учета сжатой арматуры, оказывается более $2a'_1$; если при этом величина x_1, определенная из формулы /I22/, с учетом сжатой арматуры оказывается менее $2a'_1$, то принимается $x_1=2a'_1$.

В случаях расчета только на крутящий момент величина χ в формулах /I20/ и /I21/ принимается равной бесконечности.

б/ Определяется прочность элемента при совместном действии крутящего момента и поперечной силы /по схеме 2, рис.4"б"/ - из условия

$$kM_к\frac{c_2}{h}\left(1+\frac{1}{\lambda}\right)\le\left[\sigma_r\mathcal{F}_{a2}+\sigma_{rx}\frac{f_{x2}\cdot c_2^2}{u_2(h+2\ell)}\right](\ell-a_2-0{,}5x_2)\quad \text{кгсм};\quad /I23/$$

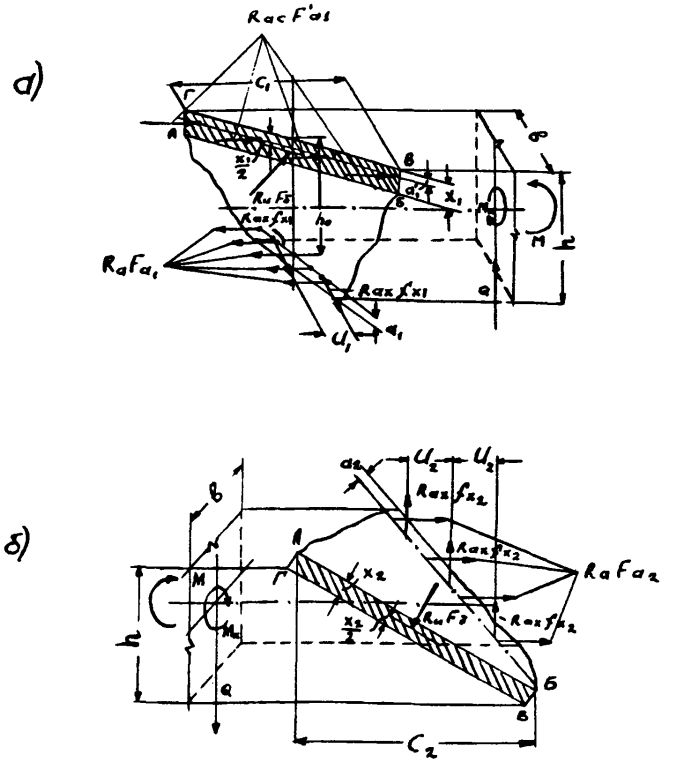


Рис.4. Схема образования пластического шарнира в железобетонном элементе при совместном действии изгиба и кручения.

а – I-я схема; нейтральная ось располагается у грани элемента шириной "b" (сжатой от изгиба); б – 2-я схема; нейтральная ось располагается у одной из граней элемента шириной "h" (параллельных плоскости действия изгибающего момента); АБ – нейтральная ось пространственного сечения элемента; АБВГ – сжатая зона бетона.

при этом положение нейтральной оси определяется величинами c_2 и x_2,

где

$$c_2 = \sqrt{\frac{\sigma_r \mathcal{F}_{a2} u_2}{\sigma_{тк} \beta_{к2}} (h+2b)} \leq h+2b \quad \text{см}, \qquad /I24/$$

а x_2 определяется из условия

$$R_u (c_2^2 + h^2) x_2 = \left[\sigma_r \mathcal{F}_{a2} + \sigma_{тк} \frac{\beta_{к2} \cdot c_2^2}{u_2 (h+2b)} \right] h \quad \text{кгсм}. \qquad /I25/$$

При расчете только на крутящий момент /при отсутствии в рассматриваемой зоне поперечной силы/ величина λ в формуле /I23/ принимается равной бесконечности.

Прочность элемента выбирается по наименьшему из двух ее значений, полученных из формул /I20/и /I23/. Кроме того, независимо от расчета по указаниям настоящего пункта, сечение элемента, работающего на изгиб с кручением, должно удовлетворять условиям п.7.I2 при расчете без учета крутящего момента.

В формулах /I20/ - /I25/ приняты обозначения

$$\chi = \frac{M_к}{M} \quad ; \qquad \lambda = \frac{2 \cdot M_к}{Q \cdot b} \quad ;$$

$M_к$, M и Q - соответственно крутящий момент, изгибающий момент и поперечная сила, действующие по одну сторону от рассматриваемого /пространственного/ сечения элемента, показанного на рис.4, отнесенные по длине элемента к центру тяжести сжатой зоны бетона;

k - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл.I2, поз.I "а";

$\mathcal{F}_{a_1}$ см2 -площадь сечения всех продольных стержней, расположенных у грани элемента шириной "β", растянутой от изгиба;

$\mathcal{F}'_{a_1}$ см^2 - то же, у грани элемента шириной "b", сжатой от изгиба;

$\mathcal{F}_{a_2}$ см2 – то же, у каждой из граней шириной h /параллельных плоскости изгиба/;

f_{x_1} см2 – площадь сечения одного поперечного стержня из числа расположенных у граней шириной "b" /перпендикулярных к плоскости изгиба/;

f_{x_2} см2 – то же, у граней шириной "h" /параллельных плоскости изгиба/;

u_1 и u_2 см – расстояния между поперечными стержнями /соответственно у граней шириной "b" и шириной "h"/;

a_1 и a_1' см – расстояния от граней шириной "b" /нормальных к плоскости действия изгибающего момента/ соответственно растянутой и сжатой от изгиба, до оси продольных стержней, расположенных у данной грани;

a_2 см – расстояние от боковой грани элемента /шириной h/ до оси продольных стержней, расположенных у этой грани.

При $\lambda < 1 - 2\frac{a_2}{b}$ расчет элемента по формулам /I23/ - /I25/ /по 2-й схеме/ не производится, а заменяется расчетом на изгиб по наклонным сечениям, согласно указаниям п.п.7.I9 - 7.22.

Вводимые в расчет сечения продольной и поперечной арматуры в элементах, работающих на изгиб с кручением или на чистое кручение, должны удовлетворять следующим условиям:

а/ для граней элемента шириной "b" /перпендикулярных к плоскости действия изгибающего момента/

$$0{,}5 \le \frac{\sigma_T f_{x1}}{\sigma_T \mathcal{F}_{a1}} \cdot \frac{b}{u_1}\left(1 + \frac{2}{\chi}\sqrt{\frac{b}{2h+b}}\right) \le 1{,}5; \qquad /I26/$$

б/ для граней элемента шириной „h"/параллельных плоскости действия изгибающего момента/

$$0{,}5 \leq \frac{\sigma_{тx} f_{x2}}{\sigma_т F_{a2}} \cdot \frac{h}{u_2} \leq 1{,}5. \qquad /127/$$

7.54. При $\chi \leq 0{,}2$ должно соблюдаться условие, обеспечивающее достаточную прочность бетона сжатой зоны

$$x_c \leq 0{,}7(\zeta - \sqrt{\chi})h_0 \quad \text{см}, \qquad /128/$$

где ζ – коэффициент, характеризующий положение нейтральной оси, соответствующее границе переармирования сечения, определяемый по указаниям п.п.7.14 и 7.32;

x_c см – расчетная высота сжатой зоны бетона для случая, когда несущая способность элемента определяется прочностью бетона у грани, сжатой от изгиба, вычисляемая по формуле

$$x_c = \frac{\sigma_т F_{a1} - \sigma_т F'_{a1}}{R_u b(1+5\chi)}. \qquad /129/$$

Сжатая арматура в формуле /129/ учитывается только в том случае, если значение x, определенное по этой формуле без учета сжатой арматуры, составляет более $2a'_1$; если при этом учет сжатой арматуры дает уменьшение x до величины, меньшей $2a'_1$, то следует принимать $x = 2a'_1$.

Если условие /128/ не соблюдается, то необходимо увеличивать размеры сечения или повышать марку бетона. В отдельных случаях при невозможности или нецелесообразности увеличения размеров сечения или повышения марки бетона допускается увеличивать сечение сжатой арматуры, если учет ее позволяет выполнить условие /128/.

7.55. Если размеры сечения в элементе, работающем на изгиб с кручением, приняты такими, что соблюдается условие

$$kM_к < 0{,}167\, R_p b^2 (3h - b) \quad \text{кгсм} \qquad /130/$$

и при этом величина $\chi \leq 0{,}2$, то разрешается не ставить расчетной поперечной арматуры у грани элемента шириной "b" /перпендикулярной к плоскости изгиба/, сжатой от изгиба. В формуле /130/ k - коэффициент запаса прочности, назначаемый по табл.12, поз.2 "а".

7.56. Величина поперечной силы в элементах прямоугольного сечения, подвергающихся одновременно кручению и изгибу, во всех случаях должна удовлетворять условию /42/, а также условию

$$kQ \leq \frac{Q_{кб}}{1+1{,}5\chi} \quad \text{кг}, \qquad /131/$$

где $Q_{кб}$ кг - предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и вертикальными поперечными стержнями при простом изгибе /см.п.7.28/.

8. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

8.1. Предварительно напряженные конструкции I-й и 2-й категории трещиностойкости, в которых образование трещин как в стадии эксплуатации, так и в стадиях предварительного обжатия, транспортирования и монтажа не допускается /см.п.4.1/, рекомендуется проектировать так, чтобы равнодействующая усилий во всей напрягаемой продольной арматуре после обжатия бетона не выходила за пределы ядра сечения. При этом величину предварительного напряжения арматуры рекомендуется принимать наибольшей в соответствии с указаниями п.5.4.

Примечание. Учитывая, что в практике морского портостроения конструкции I категории трещиностойкости имеют небольшое распространение, расчет их приводится после расчета элементов 2 категории трещиностойкости.

Осевое растяжение центрально обжатых элементов.

8.2. Расчет по образованию трещин предварительно напряженных центрально обжатых железобетонных элементов конструкций 2-й категории трещиностойкости при осевом растяжении их производят из условия.

$$k_T N \le N_T = R_p F + (300 - \sigma_a) F_a + (300 + \sigma_o) F_н \quad \text{кг}, \qquad /132/$$

где k_T – коэффициент запаса по образованию трещин, назначаемый по таблице 18;

N кг – продольная сила от внешних нагрузок;

σ_o кг/см2 – напряжение в арматуре с учетом потерь /см. п.п.5.2, 5.4 и 5.7/;

σ_a кг/см2 – сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре, принимаемое согласно п.5.7;

300 кг/см2 – приращение напряжения в арматуре, отвечающее предельной относительной растяжимости бетона, принятой равной приблизительно 0,00015;

F_a см2 – площадь сечения ненапрягаемой продольной арматуры;

$F_н$ см2 – площадь сечения предварительно напряженной продольной арматуры.

Для элементов, в которых до предварительного напряжения могут образоваться трещины, а также для стыковых сечений при расчете их по образованию трещин /началу раскрытия швов – – стыков/ величину N_T определяют по формуле

$$N_T = \sigma_o \cdot F_н \quad \text{кг}. \qquad /133/$$

Таблица I8

Причины разрушения железобетонных элементов	Допускаемые коэффициенты запаса по образованию трещин "$k_т$" для основных * сочетаний нагрузок и силовых воздействий при классе капитальности сооружений		
	П	Ш	IУ
Достижение бетоном предела прочности при растяжении:			
конструкции 2-ой категории трещиностойкости			
а/ центральное растяжение и внецентренное растяжение с "малым" **эксцентрицитетом**	I,2	I,2	I,2
б/ изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение с "большим" эксцентриситетом	I,3	I,3	I,2
конструкции I-ой категории трещиностойкости			
в/ изгиб	I	I	I

Примечание. При нагрузках и воздействиях, возникающих в период строительства /изготовления, транспортирования и монтажа/, а также ремонта, коэффициенты запаса $k_т$ принимаются по табл. I8 со снижением на I0%, но не менее $K_т = I$.

* Конструкции I-ой категории трещиностойкости рассчитываются по образованию трещин на основные и особые сочетания нагрузок.

8.3. Расчет на осевое растяжение центрально обжатых элементов конструкций I категории трещиностойкости по образованию трещин /п.4.3, табл. 6/ рекомендуется производить по формуле

$$k_т N_р \le R_т \mathcal{F} + (300 - \sigma_а)\mathcal{F}_а + (300 + m_т \sigma_о)\mathcal{F}_н \quad кг, \qquad /I34/$$

где

$k_т$ - коэффициент запаса по образованию трещин, назначаемый по табл.I8, поз.I "в";

$N_р = nN$ кг - расчетная продольная сила от внешних нагрузок, принимаемая с учетом дополнительного коэффициента запаса $n \approx I,5$;

N кг - продольная сила от внешних нагрузок, определенная из статического расчета;

$R_т$ кг/см2 - расчетное сопротивление бетона при растяжении, назначаемое по табл.I;

$m_т = 0,9$ - коэффициент точности предварительного напряжения арматуры.

Элементы, работающие на изгиб, внецентренное сжатие, внецентренное растяжение, осевое растяжение при внецентренном обжатии.

8.4. Расчет по образованию трещин для сечений, нормальных к оси изгибаемых и внецентренно сжатых предварительно напряженных элементов конструкции 2-ой категории трещиностойкости, за исключением случаев, указанных в п. 8.9,производится исходя из положений, изложенных в п. 6.3.

При этом рекомендуется пользоваться следующей приближенной формулой

$$k_т M_б^э \le M_т = R_р W_т \pm M_{об}^э \quad кгсм, \qquad /I35/$$

где $k_т$ – коэффициент запаса по образованию трещин, назначаемый по табл.18;

M_c^{Δ} кгсм – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование которой проверяется.

Значение M_c^{Δ} для изгибаемых элементов определяется как

$$M_c^{\Delta} = M \quad \text{кгсм.} \qquad /136/$$

При внешней нагрузке, внецентренно сжимающей элемент,

$$M_c^{\Delta} = N(e_{0N} - z_a) \quad \text{кгсм.} \qquad /137/$$

При внешней нагрузке, внецентренно растягивающей элемент,

$$M_c^{\Delta} = N(e_{0N} + z_a) \quad \text{кгсм,} \qquad /138/$$

e_{0N} см – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, который принимается:

а/ при отсутствии конструктивного эксцентриситета

$$e_{0N} = e_0 = \frac{M}{N} \quad \text{см,} \qquad /139/$$

б/ при наличии конструктивного эксцентриситет (см. рис. 5)

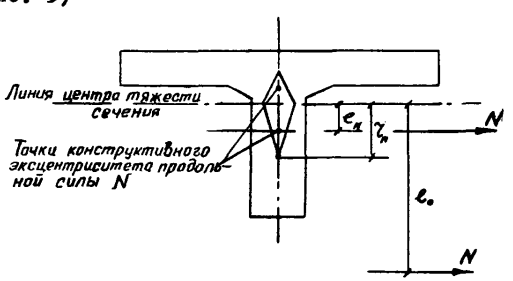


Рис.5

$$e_{0N} = \frac{M \pm N e_N}{N} \quad \text{см.} \qquad /140/$$

Знак "плюс" в формуле /140/ принимается, когда конструктивный эксцентрицитет сжимающей силы расположен ниже линии центра тяжести сечения /см. рис. 5/, а знак "минус", когда он располагается выше этой линии.

$$M_{0s}^{\lambda} = N_0 (e_n + r_\lambda) \quad \text{кгсм} - \qquad /141/$$

- момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно оси, нормальной к плоскости изгиба, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование, которой проверяется.

При этом равнодействующую N_0 определяют с учетом указаний п.п.5.2, 5.4 и 5.7; знак момента определяется направлением вращения.

W_T см3 - момент сопротивления приведенного сечения, определяемый с учетом неупругих деформаций бетона, в соответствии с положениями п.6.3. Приведенное сечение определяют согласно указаниям п.5.2.

Момент сопротивления для растянутого краевого волокна приведенного сечения W_T определяют, пользуясь формулами /8/ и /9/, в которых величины J_c, S_p, S_c и F_p заменяются соответствующими характеристиками приведенного сечения.

Значения W_T допускается определять по таблицам приложения I.

$$r_\lambda = \frac{W_0}{F_n} \quad \text{см} - \qquad /142/$$

- расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от грани, растянутой внешними нагрузками, до центра тяжести приведенного сечения.

При расположении внецентренно сжимающей силы N в пределах ядра приведенного сечения /т.е. $e_{0N} < r_\lambda$ / расчет по образованию трещин не производится.

8.5. Расчет элементов конструкций 2-й категории трещиностойкости по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилий предварительного обжатия в стадии предварительного обжатия, транспортирования, монтажа /за исключением случаев, указанных в п. 8.9/ производят по приближенной формуле

$$k_T\left[N_0(e_n-r_я)\pm M_в^я\right]\leq R_p W_T \qquad \text{кгсм}, \qquad /143/$$

где

k_T – допускаемый коэффициент запаса по образованию трещин, принимаемый по примечанию к табл. 18;

N_0 кг – усилие напрягаемой арматуры при расчете в стадии предварительного обжатия, транспортирования и монтажа, определяемое с учетом потерь напряжения, происходящих до окончания обжатия бетона;

$r_я$ и W_T – определяются в соответствии с указаниями п.8.4, рассматривая в качестве растянутой зоны часть сечения, растянутую от действия усилий предварительного обжатия;

$M_в^я$ кгсм – момент внешних сил относительно ядровой точки, определяемый согласно п.8.4, действующий на элемент в процессе предварительного обжатия, транспортирования и монтажа /например, от собственного веса/ при этом следует учитывать наиболее неблагоприятные значения.

Значения $M_в^я$ принимаются со знаком "плюс", если действия моментов $M_в^я$ и $M_{об}^я = N_0(e_n - r_я)$ совпадают по направлению и со знаком "минус", если эти моменты действуют в противоположные направления.

Пределы прочности бетона R_p определяются кубиковой прочностью R_0, принятой при предварительном обжатии элемента.

Примечание. Для элементов I категории трещиностойкости в формуле (143) R_p заменяют R_T, а $M_в^я$ принимают по указаниям п. 8.8.

8.6. Расчет по образованию трещин для сечений, нормаль-

ных к оси предварительно напряженных железобетонных элементов конструкций 2-й категории трещиностойкости, подвергающихся внецентренному растяжению /а также осевому растяжению при внецентренном обжатии/ производят по формуле /I35/, если в стадии разрушения растягивающая сила не превышает усилия обжатия, что характеризуется следующими условиями:

а/ сила обжатия N_o и ядровая точка, наиболее удаленная от зоны сечения, проверяемой по образованию трещин, расположены по одну сторону от внешней силы N ;

б/ расстояние между внешней силой N и силой обжатия N_o

$$c - c_o \geqslant \frac{W_T R_p}{N_o} \qquad \text{см.} \qquad /I44/$$

Если одно из этих условий не удовлетворяется, следовательно, растягивающая сила в стадии разрушения превосходит силу обжатия, и расчет производят из условия

$$k_T M_t^y \leq R_p W_T \pm M_{os}^y \qquad \text{кгсм,} \qquad /I45/$$

где

k_T - допускаемый коэффициент запаса по образованию трещин, принимаемый по табл.I8;

c см - расстояние от ядровой расчетной точки до линии действия продольной силы N ;

c_o см - расстояние от ядровой расчетной точки до линии действия силы N_o;

M_t^y кгсм - момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через условную ядровую точку, отстоящую от центра тяжести сечения на расстоянии

$$r_y = \frac{W_T}{F_n} \qquad \text{см;} \qquad /I46/$$

M_{os}^y кгсм - момент равнодействующей усилий N_o в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно

той же оси, проходящей через условную ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование которой проверяется. При этом равнодействующую усилий определяют с учетом указаний п.5.2; знак момента определяется направлением вращения.

Значение M_t^y вычисляется по формуле

$$M_t^y = N(e_{0N} + r_y) \quad \text{кгсм}, \qquad /147/$$

а значение M_{cr}^y – по формуле

$$M_{cr}^y = N_0(e_n + r_y) \quad \text{кгсм}, \qquad /148/$$

где e_{0N} см – определяют по формулам /139/ и /140/.

8.7. Значение момента сопротивления для растянутой грани с учетом неупругих деформаций растянутого бетона W_T определяется по формуле

$$W_T = \frac{2}{h-x}\left(J_{bc} + nJ_{a0} + nJ'_{a0} + nJ_{n0} + nJ'_{n0}\right) + S_{bp} \quad \text{см}^3; \qquad /149/$$

при этом положение нулевой линии определяется из уравнения

$$S_{bc} + nS'_{a0} + nS'_{n0} - nS_{a0} - nS_{n0} - 0{,}5(h-x)F_{bp} = 0, \qquad /150/$$

где S_{bc} см3 и J_{bc} см4 – статический момент и момент инерции сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

S_{a0}, S'_{a0}, S_{n0}, S'_{n0} см3 и J_{a0}, J'_{a0}, J_{n0}, J'_{n0} см4 – статические моменты и моменты инерции площади сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры соответственно в растянутой и сжатой зоне сечения, относительно нулевой линии;

F_{bt} см2 и S_{bp} см3 – площадь и статический момент площади растянутой зоны бетона относительно нулевой линии.

В том случае, когда нулевая линия заведомо пересекает сечение в зоне, где оно имеет постоянную ширину, расстояние ее от крайнего растянутого волокна вычисляется по формуле

$$h-x=\frac{S_{cl}+S_{pes}+nS_a+nS'_a+nS_н+nS'_н}{F_{cl}+F_{pes}+0{,}5F_{уш}+nF_a+nF'_a+nF_н+nF'_н}\ \text{см},\qquad /151/$$

где F_{cl}, F_{pes} и $F_{уш}$ см2 - площади соответственно свесов сжатой зоны, ребра и уширений в растянутой зоне бетонного сечения /см.рис.6/;

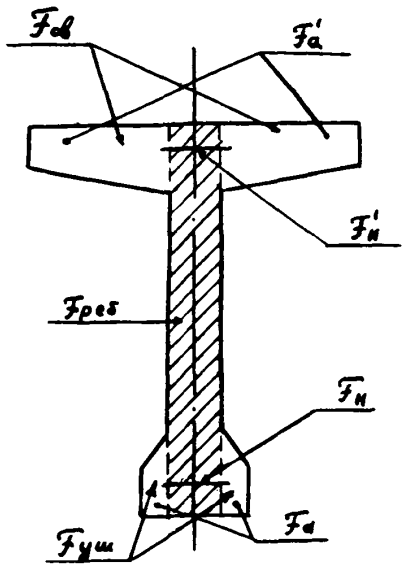


Рис. 6

S_{cl} и S_{pes} см3 - статические моменты соответственно площадей F_{cl} и F_{pes} относительно крайнего растянутого волокна;

$S_н$, $S'_н$, S_a и S'_a см3 - статические моменты относительно крайнего растянутого волокна напрягаемой и ненапрягаемой арматуры соответственно в растянутой и сжатой зоне сечения.

Значение $W_т$ допускается определять по табл.22 или 23 приложения I.

В случаях, когда неточности при вычислении величины $W_т$ могут ощутимо влиять на расход материалов или оценку тре-

щиностойкости осуществленной конструкции [например, при расчете по формулам /I43/ и /I45/], рекомендуется определять величину $W_т$ по формуле /I49/ или по табл.23 приложения I.

Кроме того, рекомендуется использовать непосредственно формулы /I49/ - /I5I/ для определения $W_т$ в тех случаях, когда заранее не вычисляются геометрические характеристики приведенного сечения /например, при оценке возможности образования трещин в железобетонных элементах без предварительного напряжения/.

8.8. Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых элементов конструкций I-й категории трещиностойкости по образованию трещин /п. 4.3, табл. 6/ рекомендуется производить по формуле

$$k_т M_в^2 \leq R_т W_т \pm M_{об}^2 \quad \text{кгсм}, \qquad /I52/$$

где

$k_т$ - коэффициент запаса по образованию трещин, назначаемый по табл.I8, поз.I "в";

$M_в^2 = nM$ кгсм - расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок, принимаемый с учетом дополнительного коэффициента запаса $n \approx$ I,25;

M кгсм - изгибающий момент от внешних нагрузок, определяемый из статического расчета;

$R_т$ кг/см2 - расчетное сопротивление бетона при растяжении, назначаемое по табл. 1 ;

$m_т = 0,9$ - коэффициент точности предварительного напряжения арматуры при определении $M_{об}^2$.

8.9. Железобетонные предварительно напряженные внецентренно сжатые элементы, а также изгибаемые элементы таврового сечения с полкой в растянутой зоне /или другие сечения близкие по форме к указанному/, в тех случаях, когда не соблюдается условие

$$N+N_0 \leq 0{,}5\,R_u bh - R_т \mathcal{F}_п \quad \text{кг} \qquad /153/$$

следует рассчитывать по образованию трещин с учетом неупругих деформаций в сжатой зоне /отклонения эпюры сжимающих напряжений от треугольной/ согласно указаниям п.8.10.

Более точное выражение условия /153/ имеет вид

$$N+N_0 \leq N_1 = (\mathcal{F}_{св} + n\mathcal{F}'_а + n\mathcal{F}'_н)R_u - (\mathcal{F}_{уш} + 2n\mathcal{F}_а + 2n\mathcal{F}_н)R_т + (0{,}5R_u - R_т)\mathcal{F}_{реб} \quad \text{кг}, \qquad /154/$$

где

N_1 кг – равнодействующая внутренних сил в сечении;

$R_т$, $\mathcal{F}_{св}$, $\mathcal{F}_{реб}$ и $\mathcal{F}_{уш}$ – обозначения те же, что и в п.8.6;

R_u кг/см2 – принимается по табл.2, СНиП II-В.1-62.

8.10. Расчет по образованию трещин в нормальных сечениях элементов 2-ой категории трещиностойкости, указанных в п.8.9, с учетом неупругих деформаций сжатого бетона, когда не соблюдается условие /153/ или /154/, производится из условия

$$k_т M_в \leq M_{тс} = R_р W_{тс} \pm M_{об} \quad \text{кгсм}, \qquad /155/$$

где

$k_т$ – коэффициент запаса по образованию трещин, назначаемый по табл.18;

$M_в$ кгсм – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения;

$M_{об}$ кгсм – момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре /п.5.2/ относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения;

$W_{тс}$ см3 – момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани с учетом неупругих дефор-

маций растянутого и сжатого бетона.

Значение $W_{тс}$ вычисляется по формуле

$$W_{тс} = S_p + 2n S_{a,н}' \quad см3, \qquad /I56/$$

где

S_p и $S_{a,н}'$ см3 – статические моменты соответственно площади бетона и всей арматуры /напрягаемой и ненапрягаемой/ растянутой зоны относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

Положение нейтральной линии и точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения определяются согласно указаниям п.8.II.

Знаки моментов внешних сил и усилия предварительного обжатия M_g и $M_{об}$ определяются направлением их действия относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения.

Усилие N_o определяется с учетом потерь предварительного напряжения в соответствии с указаниями п.5.2.

8.II. Положение точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения относительно крайнего сжатого волокна определяется по формуле

$$y' = \frac{\alpha b x^2 + S_{св} + \frac{n}{\nu} F_a' a_a' + \frac{n}{\nu} F_н' a_н'}{\beta b x + F_{св} + \frac{n}{\nu} F_a' + \frac{n}{\nu} F_н'} \quad см, \qquad /I57/$$

где

$F_{св}$ см2 и $S_{св}$ см3 – площадь сечения и статический момент свесов полки в сжатой зоне относительно крайнего сжатого волокна;

α и β – коэффициенты, учитывающие влияние неупругих деформаций сжатого бетона, определяемые в зависимости от значения " ν " по формулам

$$\alpha = \frac{\nu^2 - 3\nu + 3}{6} \quad , \qquad /I58/$$

$$\beta = 1 - 0{,}5\,\nu \qquad /I59/$$

или по табл.I9.

Коэффициент ν, определяющий упругую часть сжатой зоны бетона, вычисляется по формуле

$$\nu = 6\,\frac{1-\psi}{\psi+3{,}1} \quad . \qquad /I60/$$

Высота сжатой зоны при расчете сечений с учетом неупругих деформаций сжатого бетона вычисляется по формуле

$$x = \frac{\psi+3{,}1}{4{,}1}\,h \qquad \text{см.} \qquad /I6I/$$

Таблица I9

Коэффициенты	ν						
	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
I	2	3	4	5	6	7	8
α	0,I84	0,207	0,232	0,260	0,292	0,337	0,365
β	0,550	0,600	0,650	0,700	0,750	0,800	0,850
γ	0,335	0,345	0,357	0,372	0,390	0,422	0,430

В формулах /I60/ и /I6I/

$$\psi = \frac{N + N_0 - (\mathcal{F}_{cb} + n\mathcal{F}_a' + n\mathcal{F}_н')R_н + (\mathcal{F}_{нш} + 2n\mathcal{F}_a + 2n\mathcal{F}_н)R_т}{bhR_н} \quad , \qquad /I62/$$

где $R_н$ кг/см2 – по табл.2 СНиП II-В.I-62.

В том случае, если нейтральная ось пересекает полку в растянутой зоне, в формуле /I62/ значение $\mathcal{F}_{зс}$ определяется по высоте растянутой зоны полки $h_п$, равной $h_п = h - x$, если $x \geq h_0$, то при вычислении значения ψ принимается $F_a = F_н = 0$.

Если площадь сечения сжатой арматуры / $F_a' + F_н'$ / составляет более I,5% от площади ребра $F_{рб}$, рекомендуется произвести уточнение расчета, принимая при вычислении ψ приведенную площадь сжатой арматуры равной $\frac{n}{\nu} F_a' + \frac{n}{\nu} F_н'$.

Значение ν должно быть не менее 0,3.

Если по расчету получаем $x > h$, проверка трещиностойкости не производится.

При отсутствии полки в сжатой зоне и при суммарной площади сечения арматуры в сжатой зоне / $F_a' + F_н'$ /, составляющей не более I,5% от площади ребра $F_{рб}$, значение y' допускается определять по формуле

$$y' = \gamma x \quad \text{см}, \qquad /I63/$$

где γ - коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций сжатого бетона, определяемый по формуле

$$\gamma = 0{,}333\,\frac{\nu^2 - 3\nu + 3}{2 - \nu} \qquad /I64/$$

или по табл.I9.

8.I2. Расчет по образованию трещин в нормальных сечениях элементов I-ой категории трещиностойкости, указанных в п. 8.9, когда не соблюдается условие / I53 / или /I54/ следует выполнять по указаниям п.п. 8.9 ÷ 8.II при замене в формулах / I53/, /I54/ и /I62/ N на I,25N и N_0 на $0{,}9\,N_0$, а в формуле /I55 / - R_p на $R_т$ и $M_ℓ$ на $I{,}25\,M_ℓ$,

где $R_т$ кг/см2 - осевое растяжение бетона, принимаемое по табл. I.

8.I3. При внецентренном сжатии или внецентренном растяжении, величина предельной продольной силы, которую может воспринять сечение при заданном эксцентрицитете непосредственно перед началом раскрытия /появлением/ трещин, определяется по формуле

$$N_т = \frac{M_т}{e'} \quad \text{кг}, \qquad /I65/$$

где

e' см – расстояние от точки приложения продольной силы до оси, относительно которой определяется момент $M_т$ /см.п.п.8.4-8.6 и 8.I0/.

8.I4. При расчете сборно-монолитных 2-й категории трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных конструкций по образованию трещин в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах после достижения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности, в тех случаях, когда величина $M^{э}_{об}$ в сечении сборно-монолитной конструкции больше, чем в сечении сборного элемента, для определения $M_т$ вместо формулы /I35/ допускается пользоваться формулой

$$M_т = R_р W_т + M^{э}_{об} - M_1\left(\frac{z_э}{z_{эл}} - 1\right) \quad \text{кгсм}, \qquad 'I66/$$

где

$M^{э}_{об}$ кгсм – момент усилия обжатия N_o относительно ядровой точки сечения сборно-монолитной конструкции, наиболее удаленной от зоны сечения, в которой проверяется образование трещин;

M_1 кгсм – изгибающий момент от внешней нагрузки, действовавший в сечении сборного элемента до приобретения дополнительно уложенным бетоном требуемой прочности;

$z_{эл}$ см – расстояние от силы N_o до ядровой точки сечения сборного элемента, наиболее удаленной от зоны сечения, в которой проверяется образование трещин;

$W_т$ см3 – упругопластический момент сопротивления сечения сборно-монолитной конструкции;

$z_я$ см – расстояние от силы N_0 до ядровой точки сечения сборно-монолитной конструкции наиболее удаленной от зоны сечения, в которой проверяется образование трещин.

Положение нулевой линии приближенно определяется по формулам /150/ или /151/, учитывая полное сечение сборно-монолитной конструкции.

Этот случай распространяется только на сечения с дополнительно уложенным бетоном в сжатой зоне; иные случаи рассчитываются по специальной инструкции.

8.15. При расчете стыковых сечений составных блочных конструкций на раскрытие швов величина R_p в формулах п.п.8.2 – 8.14 принимается равной нулю.

8.16. Для расчета конструкций I категории трещиностойкости в формуле /166/ R_p заменяется на $R_т$, $M^я_{об}$ вводится в расчет с $m_т = 0,9$ и $M^я_б$ с дополнительным коэффициентом запаса равным $\approx$ 1,25.

8.17. Если в конструкциях 2-й категории трещиностойкости допущено образование трещин в зонах, испытывающих сжатие от внешних нагрузок, то на участках с этими трещинами значения $M_т$, определенные по формулам /135/, /145/ или /166/ для зон, испытывающих растяжение от внешних нагрузок, понижаются на 10%.

Такое снижение $M_т$ производится для рассматриваемого сечения, если на более ранних стадиях работы конструкции, например от действия предварительного обжатия, в указанной зоне этого сечения действительно имели место трещины, т.е. не выполнялось условие /143/.

8.18. Предварительное определение необходимого количества продольной напрягаемой арматуры $A_н$ и $A'_н$ для обеспечения трещиностойкости зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, в наиболее опасных по длине элемента сечениях в конструкциях 2-й категории трещиностойкости рекомендуется производить по формулам

$$F_н = \frac{F_{н2} - k_2 F_{н1}}{1 - k_2 k_1} \quad см2, \qquad /I67/$$

$$F'_н = k_1 F_н - F_{н1} \quad см2, \qquad /I68/$$

где

$$F_{н2} = \frac{k_т M_2 - R_{р2} W_{т2}}{\sigma_{о2}(y_{н2} + r_{я2})} \quad см2; \qquad /I69/$$

$$F_{н1} = \frac{R_{р1} W_{т1} \mp k_т M_1}{\sigma_{о1}(y'_{н1} + r_{я1})} \quad см2; \qquad /I70/$$

$$k_2 = \frac{y'_{н2} - r_{я2}}{y_{н2} + r_{я2}} \cdot \frac{\sigma'_{о2}}{\sigma_{о2}}; \qquad /I71/$$

$$k_1 = \frac{y_{н1} - r_{я1}}{y'_{н1} + r_{я1}}. \qquad /I72/$$

Значения M_2, $W_{т2}$, $r_{я2}$, $y_{н2}, y'_{н2}$, $R_{р2}$, $\sigma_{о2}$ и $\sigma'_{о2}$ – соответствуют расчету по образованию трещин зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, для наиболее опасного по длине элемента сечения.

Значения M_1, $W_{т1}$, $r_{я1}$, $y_{н1}$, $y'_{н1}$, $R_{р1}$ и $\sigma_{о1}$ – соответствуют расчету по образованию трещин зоны, растянутой от действия усилий предварительного обжатия в наиболее опасном по длине элемента сечении.

В том случае, если значение $F'_н$ получается отрицательным, значение $F_н$ принимается равным $F_{н2}$.

В том случае, если требуется обеспечить только трещиностойкость зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, в конструкциях 2-й категории трещиностойкости, и при этом, напрягаемая арматура $A'_н$ не устанавливается, площадь арматуры $A_н$ определяется по формуле

$$F_н = \frac{k_т \cdot k \cdot M_2 - R_{р2} W_{т2}}{\sigma_{о2}(y_{н2} + r_{я2})} \quad см2. \qquad /I73/$$

При этом коэффициент K_T принимается по табл. 18; k принимается равным k = 1,1, если значение $\mathcal{F}'_н$, вычисляемое по формуле /168/, получается положительным /т. е. при действии предварительного напряжения образуются трещины/ и k = 1, если значение $\mathcal{F}'_н$, вычисляемое по формуле /168/, получается равным нулю или отрицательным.

При предварительном подборе арматуры, потери от ползучести для арматуры $A'_н$ допускается принимать равными нулю, а для арматуры $A_н$ определять по формуле

$$\sigma_н = 0{,}12 \frac{R}{R_0} \sigma_{ом} \quad \text{кг/см2} \qquad /174/$$

где R и R_0 кг/см2 – кубиковая прочность бетона соответственно при эксплуатации /проектная марка бетона/ и при предварительном обжатии.

Примечания:

1. Подбор арматуры по формулам /167/ и /168/ производится в том случае, если площади арматуры $A_н$ и $A'_н$ одинаковы в рассматриваемых сечениях по длине элемента.

2. При определении необходимой площади арматуры $A'_н$ в формуле /168/ учитывается фактическая площадь арматуры $A_н - \mathcal{F}_{нф}$; при этом фактическая площадь арматуры $A'_н - \mathcal{F}'_{нф}$ принимается не более $\mathcal{F}'_н \cdot \frac{\mathcal{F}_{нф}}{\mathcal{F}_н}$; если площадь арматуры $A'_н$ принимается большей, чем требуется по расчету, соответственно увеличивается площадь арматуры $A_н$.

3. После подбора арматуры по формулам /167/ и /168/ следует проверять трещиностойкость сечений согласно указаниям п.п.8.4 – 8.6.

8.19. При расчете по образованию трещин элементов из бетонов разных марок сечение приводится к бетону растянутой зоны по формуле

$$n_{si} = \frac{E_{si}}{E_s}, \qquad /175/$$

где $E_б$ кг/см2 – модуль упругости бетона растянутой зоны, принимаемый по строке I или 2 табл. 3.

8.20. При расчете гибких внецентренно сжатых элементов по образованию трещин допускается учитывать прогиб и гибкость путем умножения момента внешних сил /п.п.8.4, 8.8 и 8.I0/ на коэффициент

$$\eta_т = 1 + \frac{4}{\pi\left(\frac{B\pi^2}{l^2 N} - 1\right)} \cdot \qquad /I76/$$

Учет коэффициента $\eta_т$ рекомендуется производить при свободных длинах, указанных ниже.

При $l \geq 25$ м – для опор из цилиндрических оболочек $D = I{,}6$ м;

при $l \geq 7$ м – для призматических свай.

9. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям.

9.I. При расчете железобетонных конструкций деформации (прогибы и углы поворота) элементов вычисляют по формулам строительной механики, определяя их жесткость или кривизну в соответствии с настоящими указаниями и "Инструкцией по проектированию железобетонных конструкций", изд. I968 г.

9.2. Допускаемые при проектировании вертикальные прогибы пролетных строений рекомендуется устанавливать в соответствии с приложением Ш.

9.3. При определении деформаций в необходимых случаях должно учитываться влияние длительного действия нагрузок, согласно указаниям п.п.9.5 и 9.II.

9.4. Для элементов железобетонных конструкций, при эксплуатации которых не допускаются трещины в растянутой зоне

или появление трещин маловероятно /например, предварительно напряженные элементы I и 2 категории трещиностойкости, слабо армированные элементы/, деформации определяют как для сплошного упругого тела с учетом работы бетона сжатой и растянутой зон; при этом в расчет вводят полное приведенное сечение элемента /п.5.2/.

В указанном случае жесткость элементов при кратковременном действии нагрузки определяется по формуле

$$B_к = 0{,}85\, E_б J_п \quad \text{кг.см2}, \qquad /I77/$$

где $E_б$ кг/см2 - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, назначаемый по таблице 3.

При определении деформаций балочных элементов таврового и двутаврового сечений постоянной высоты с отношением высоты сечения к пролету $\geqslant 0{,}143$, подвергающихся действию значительных сосредоточенных нагрузок /подкрановые балки и другие элементы конструкций/, значение $B_к$ в формуле /I77/ следует умножать на 0,9.

Для предварительно напряженных элементов конструкций 2-й категории трещиностойкости, в отдельных зонах которых допускается образование трещин при предварительном обжатии /табл.6/, значение $B_к$ в формуле /I77/ следует умножать на 0,85.

9.5. Для элементов конструкций указанных в п.9.4, полную величину деформаций при учете длительного действия части нагрузок и выгиба от предварительного обжатия бетона определяют по формуле

$$f = f_к + (f_з - f_к)c \quad \text{см}, \qquad /I78/$$

где

$f_з$ см - начальная /кратковременная/ деформация от длительно действующей части нагрузки;

$f_к$ см - деформация от кратковременно действующей части нагрузки;

f_e см - деформация от кратковременного действия предварительного обжатия бетона /выгиб/; **при вычислении указанной деформации, усилие в напрягаемой арматуре определяют с учетом всех потерь.**

Значения $f_к$, f_y и f_e определяют по жесткости $B_к$, определенной в соответствии с п.9.4.

С - коэффициент увеличения деформации вследствие ползучести бетона от длительного действия нагрузки.

Значения " С " рекомендуется принимать:

а/ при сухом режиме $c = 3$;
б/ при нормальном режиме $c = 2$;
в/ при влажном режиме $c = 1,5$.

9.6. Деформации изгибаемых элементов, внецентренно растянутых элементов с эксцентриситетом $e_0 > 0,8h_0$ и внецентренно сжатых элементов, в которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, могут появиться трещины в растянутой зоне /элементы, выполняемые без предварительного напряжения 3-й категории трещиностойкости/ находят в соответствии с указаниями п.п.9.II, 9.I3 - 9.I6, используя методы строительной механики **по значениям кривизны** $1/\rho$, определяемым в соответствии с требованиями п.п.9.7-9.9.

Для предварительно напряженных элементов эти значения кривизны и деформаций отсчитывают от начального /до их предварительного обжатия/ состояния **конструктивных элементов.**

Примечание. В п.9.6 e_0 см - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до внешней растягивающей силы N, а в предварительно напряженных элементах - до растягивающей силы N_c /п.9.7/.

9.7. Кривизну $1/\rho$ железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, указанных в п.9.6, определяют по формулам:

а/ для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{h_o z_1}\left[\frac{\psi_a}{E_a \mathcal{F}_a} + \frac{\psi_b}{(\gamma' + \xi) \beta h_o E_b \nu}\right]; \qquad /I79/$$

б/ для предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно растянутых при $e_o > 0{,}8\, h_o$, внецентренно сжатых элементов, как предварительно напряженных, так и без предварительного напряжения

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_y}{h_o z_1}\left[\frac{\psi_{a,н}}{E_a \mathcal{F}_a + E_н \mathcal{F}_н} + \frac{\psi_b}{(\gamma' + \xi) \beta h_o E_b \nu}\right] - \frac{N_o}{h_o} \cdot \frac{\psi_{a,н}}{E_a \mathcal{F}_a + E_н \mathcal{F}_н}, \qquad /I80/$$

где

M_y кг.см - заменяющий момент, т.е. момент относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящий через центр тяжести арматуры растянутой зоны от всех внешних усилий, приложенных по одну сторону сечения, и от силы предварительного обжатия N_o /определяемой с учетом полных **потерь по п.5.2/**, вычисляемый по формулам:

для изгибаемых элементов

$$M_y = M + N_o e_x \quad \text{кгсм}; \qquad /I81/$$

для внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов

$$M_y = Ne + N_o e_x \quad \text{кгсм}; \qquad /I82/$$

e_x см - расстояние от центра тяжести арматуры А до точки приложения усилия обжатия N_o; при отсутствии напрягаемой арматуры $A'_н$ допускается принимать $e_x = 0$;

e см - расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры А до точки приложения внешней продольной силы N;

N_c кг – суммарное продольное усилие от внешней силы N и силы обжатия N_o с учетом всех потерь /см.п.5.2./

$$N_c = N_o \pm N \quad \text{кг}. \qquad /I83/$$

Значение сжимающей продольной силы N принимается со знаком "плюс", растягивающей продольной силы – со знаком "минус";

$\xi = \frac{x}{h_o}$ – **относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной (где x – высота сжатой зоны в сечении с трещиной), определяемая согласно п. 9.8;**

z_1 см – расстояние от центра тяжести площади сечения всей арматуры, расположенной в растянутой зоне, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной /плечо внутренней пары сил/, определяемое в соответствии с п.9.8;

$$\gamma' = \frac{(b_n' - b)h_n' + \frac{n_a}{\nu}F_a' + \frac{n_н}{\nu}F_н'}{bh_o}; \qquad /I84/$$

ψ_a и $\psi_{a,н}$ – коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона между трещинами для ненапряженных и напряженных элементов соответственно и опре**деляемые согласно п.9.9;**

$\psi_s = 0,9$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего волокна сжатой грани сечения на участке между трещи**нами, как при кратковременном, так и при длительном действии нагрузки;**

ν – отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной его деформации.

Значение ν при кратковременном действии нагрузки принимают равным:

а/ для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, т.е. при использовании формулы /I79/ - 0,5;

б/ в остальных случаях, т.е. при использовании формулы /I80/ - 0,45.

При длительном воздействии нагрузок значение этого коэффициента принимают равным как в формуле /I79/, так и в формуле /I80/:

а/ при сухом режиме - 0,I;

б/ при нормальном режиме - 0,I5;

в/ при влажном режиме - 0,20.

9.8. Плечо внутренней пары z_1 определяется по формуле

$$z_1 = h_o\left[1 - \frac{\frac{h'_n}{h_o}\gamma'_1 + \frac{2a'}{h_o}\gamma'_2 + \xi^2}{2(\gamma'_1 + \gamma'_2 + \xi)}\right] \quad \text{см}, \qquad /I85/$$

где

$$\gamma'_1 = \frac{(b'_n - b)h'_n}{bh_o}\ ; \qquad /I86/$$

$$\gamma'_2 = \frac{\frac{n}{\nu}F'_a + \frac{n}{\nu}F'_n}{bh_o}\ . \qquad /I87/$$

Расчетную ширину полки b'_n следует определять с учетом указаний п.7.I3.

Величину z_1 можно также определять по формуле /6.9/ п.6.7 /9.7/ "Инструкции по проектированию железобетонных конструкций", ч.2, изд.I964 г.

Относительную высоту сжатой зоны бетона в уравнениях /I79/, /I80/ и /I85/ при кратковременном действии нагрузки принимают равной

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5(\mathcal{Z}+T)}{10\mu n}} \pm \frac{1{,}5+\gamma'}{11{,}5\frac{e_1}{h_0}+5} \leq 1, \qquad /I88/$$

где

$$\mathcal{Z} = \frac{M_z}{R_u b h_0^2}; \qquad /I89/$$

$$T = \gamma_1'\left(1 - \frac{h_n'}{2h_0}\right) + \gamma_2'\left(1 - \frac{a'}{h_0}\right); \qquad /I9D/$$

$$\gamma' = \gamma_1' + \gamma_2';$$

$$\mu n = \frac{n_a F_a}{b h_0} + \frac{n_u F_u}{b h_0};$$

e_1 см – абсолютная величина эксцентриситета продольной силы /включая и силу обжатия/ относительно центра тяжести арматуры растянутой зоны, соответствующая изгибающему моменту M_z;

$$e_1 = \frac{M_z}{N_c} \text{ см}. \qquad /I9I/$$

Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения последнее слагаемое правой части формулы /I88/ принимается равным нулю.

Для последнего слагаемого в правой части формулы /I88/ верхние знаки принимаются при сжимающем усилии N_c, а нижние знаки – при растягивающем усилии N_c.

Если знаменатель последнего слагаемого в правой части формулы /I88/ имеет отрицательную величину, значение $\xi = 1$.

При длительном действии нагрузки допускается принимать значение ξ таким же как и при кратковременном действии нагрузки по формуле /I88/.

Если значение $x = \xi h_0 < h_n'$, т.е. $\xi < \frac{h_n'}{h_0}$, /I92/ то величины $x(\xi)$ и $\mathcal{Z}_1$, а также $1/\rho$ следует определять без учета арматуры A'.

9.9. Коэффициенты ψ_c и $\psi_{c,\kappa}$ принимаются равными:

а) для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, т.е. в формуле (I79),

$$\psi_a = 1{,}3 - \delta \frac{M_{s,r}}{M} \leqslant 1 \; ; \qquad (I93)$$

б) для остальных случаев, т.е. в формуле (I80),

$$\psi_{a,r} = 1{,}3 - \delta m - \frac{1-m}{6-4{,}5m} \leqslant 1 \qquad (I94)$$

или по таблице 20.

Таблица 20

Характер действия нагрузки	Характер профиля стержней рабочей арматуры	m							
		0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I0
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0
Кратковременное действие	Периодический профиль $\delta = I{,}I$	0,82	0,72	0,62	0,52	0,43	0,34	0,26	0,20
	Гладкий профиль $\delta = I{,}0$	0,85	0,76	0,67	0,58	0,50	0,42	0,35	0,30
Длительное действие	Любые профили $\delta = 0{,}8$	0,9I	0,84	0,77	0,70	0,64	0,59	0,53	0,50

В формуле (I93):

$M_{s,r} = 0{,}8 \cdot R_p W_{s,r}$ кг. см. – (I95)

– момент относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, воспринимаемый сечением элемента конструкции без учета арматуры растянутой зоны непосредственно перед появлением трещин;

$W_{з.т}$ см3 – момент сопротивления приведенного сечения, определяемый с учетом неупругих деформаций бетона в соответствии с указанием п.8.7 без учета растянутой арматуры.

Отношение, входящее в формулу /193/, должно быть

$$\frac{M_{т.т}}{M} \leq 1 .$$

Значение "m" в формуле /194/ определяется из выражения

$$m = \frac{M'_т}{M_c} \leq 1 , \qquad /195/$$

где

$M'_т$ и M_c кгсм – моменты всех расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения усилий /включая и силу обжатия N_o/ относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной; M_c **определяют в той стадии, для которой определяют деформации, а** $M'_т$ **– в стадии непосредственно после образования трещин при изгибающем моменте** $M_т$ **;**

$$m = \frac{M_{зт} - N_{ст} z_{зт}}{M_з - N_c z_з} , \qquad /196/$$

$M_{зт}$ – определяется по формулам:

для изгибаемых элементов

$$M_{зт} = N_o e_x + M_т \quad \text{кгсм;} \qquad /197/$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_{зт} = N_o e_x + N_т e \quad \text{кгсм.} \qquad /198/$$

Величина $N_{ст} = N_o + N_т$ кг , /199/

где

$M_т$ кгсм – изгибающий момент, соответствующий образованию трещин и принимаемый по формулам /135/, /152/, /155/ и /166/;

$N_т$ кг — продольная сила, соответствующая образованию трещин и принимаемая по формуле /165/ со знаком "плюс" при внецентренном сжатии и со знаком "минус" при внецентренном растяжении.

Значение $z_{1т}$ определяют по формуле /185/. При этом для вычисления относительной высоты сжатой зоны ζ значение $M_з$ заменяют величиной $M_{зт}$, а значение N_c – величиной $N_{ст}$.

Если при вычислении коэффициента m знаменатель правой части формулы /196/ меньше нуля, коэффициент $m = 1$.

9.10. Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, величина жесткости может определяться по формуле

$$B = \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) E_б b h_0 \nu}} \quad . \qquad /200/$$

9.11. Полную величину деформаций элементов, перечисленных в п.9.6, включая деформации от длительного действия части нагрузки, определяют по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \quad \text{см}, \qquad /201/$$

где

f_1 см — деформация от кратковременного действия всей нагрузки;

f_2 см — начальная /кратковременная/ деформация от длительно действующей части нагрузки;

f_3 см — полная /длительная/ деформация от длительно действующей части нагрузки.

Значения f_1, f_2 и f_3 находят по значениям кривизн и жесткостей, определяемых согласно п.п.9.7-9.10; при этом

величины f_1 и f_2 вычисляют при значениях ψ_a, $\psi_{a,M}$ и ν, отвечающих кратковременному действию нагрузки, величину f_3 – при ψ_a, $\psi_{a,M}$ и ν, отвечающих длительному действию нагрузки; величины f_2 и f_3 всегда вычисляют в предположении наличия трещин в растянутой зоне элемента.

9.12. Для конструктивных элементов постоянного сечения, имеющих трещины в бетоне, на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, кривизна $1/\rho$ вычисляется для наиболее напряженного сечения.

В других сечениях такого участка допускается принимать кривизну, изменяющейся пропорционально изменению значений изгибающего момента /рис.7/.

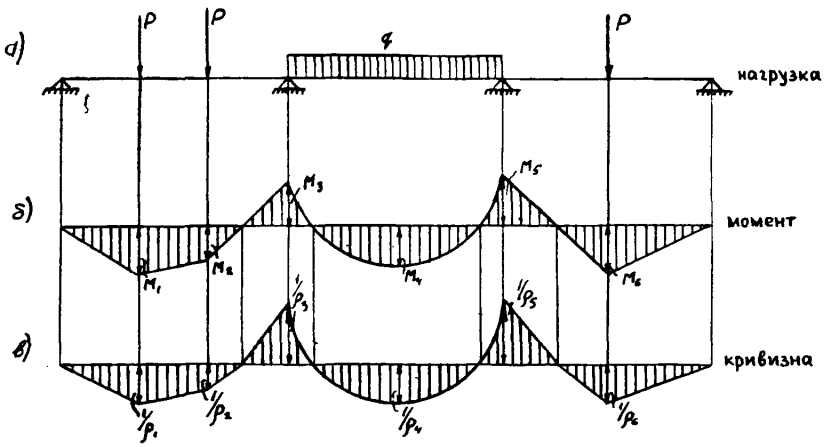


Рис.7.

9.13. Для элементов, указанных в п.9.6, в которых при предварительном обжатии могут возникнуть трещины в зоне,

сжатой от действия внешней нагрузки, т.е. не выполняется условие /143/, значения деформаций, определенные по формуле /201/, следует увеличить на 15%.

9.14. Для элементов, указанных в п.9.6, имеющих тавровое или двутавровое сечение с постоянной по длине пролета высотой при отношении высоты к пролету 1/7 и более и при действии значительных сосредоточенных нагрузок /например, подкрановые балки и др.элементы/, полную величину деформаций следует увеличить на 20% по сравнению с полученной расчетом.

9.15. Для сборно-монолитных конструкций полную величину деформаций определяют по формуле

$$f_n = f + f_c - f_{см} \quad \text{см}, \qquad /202/$$

где

f см, – деформация сборно-монолитного элемента от действия полной нагрузки, которую допускается определять по формуле /178/ при отсутствии трещин или /201/ при наличии трещин в растянутой зоне;

f_c см – деформация сборного элемента, определяемая по формуле /178/ при отсутствии трещин или /201/ при наличии трещин в растянутой зоне от нагрузки, действовавшей до приобретения дополнительно уложенным бетоном требуемой прочности;

$f_{см}$ см – деформация сборно-монолитного элемента от той же нагрузки, эту величину допускается определять по формуле /178/ в предположении отсутствия трещин в растянутой зоне.

При вычислении коэффициента "m" по формуле /195/ M_T определяют по формуле /135/ для полного сечения сборно-монолитного элемента.

9.16. При определении деформаций пустотных настилов

к значению φ , определенному по формуле /201/, следует вводить коэффициент 0,8.

При толщине железобетонных элементов < 16 см значения полных прогибов умножаются на коэффициент $\frac{4}{\sqrt{h}}$, где h – толщина элемента в см.

10. Расчет элементов железобетонных конструкций по раскрытию трещин.

10.1. Расчет по раскрытию трещин должен производиться для элементов или их отдельных зон, при этом:

а/ проверки ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента /как предварительно напряженного, так и выполняемого без предварительного напряжения/, не требуется, если соблюдаются условия раздела 8 /для рассматриваемых сечений/; при этом для элементов без предварительного напряжения усилие N принимается равным нулю;

б/ проверки ширины раскрытия наклонных трещин не требуется, если для железобетонных элементов соблюдается условие /109/.

10.2. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента $a_т$ в центрально растянутых, изгибаемых, внецентренно растянутых при $e_0 > 0{,}8\,h$ и внецентренно сжатых элементах должна определяться по формуле

$$a_т = \psi_{a,н} \frac{\sigma_{a,н}}{E_{a,н}} l_т \quad \text{мм или см}, \qquad /203/$$

где

$l_т$ см – расстояние между трещинами;

$\sigma_{a,н}$ кг/см2 – напряжение в растянутой арматуре, принимаемое при расчете ширины раскрытия трещин:

а/ для конструкций, выполняемых без предварительного напряжения:

для изгибаемых элементов – по формуле

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z_1} \quad \text{кг/см2;} \qquad /204/$$

для внецентренно растянутых при $e_0 > 0{,}8\,h_0$ и внецентренно сжатых элементов – по формуле

$$\sigma_a = \frac{N(e \pm z_1)}{F_a z_1} \quad \text{кг/см2;} \qquad /205/$$

б/ для предварительно напряженных конструкций:

для изгибаемых элементов – по формуле

$$\sigma_{a,н} = \frac{M + N_0(e_x - z_1)}{(F_н + F_a) z_1} \quad \text{кг/см2;} \qquad /206/$$

для внецентренно растянутых при $e_0 > 0{,}8\,h_0$ и внецентренно сжатых – по формуле

$$\sigma_{a,н} = \frac{N(e \pm z_1) + N_0(e_x - z_1)}{(F_н + F_a) z_1} \quad \text{кг/см2.} \qquad /207/$$

В формулах /205/ и /207/ знак "плюс" принимается при внецентренном растяжении, а знак "минус" – при внецентренном сжатии.

В формулах /204/÷/207/:

e и e_x см – принимаются по п.9.7;

z_1 см – плечо внутренней пары, определяемое согласно п.9.8.

При определении σ_T от усилия предварительного напряжения N_0 **напряжения** σ_a **принимаются по формуле /205/,** рассматривая усилие N_0 как внешнюю продольную силу N.

При определении ширины раскрытия трещин в стадии обжатия элемента усилием напрягаемой арматуры значения σ_a должны приниматься не более σ_T.

Значения ψ_a и $\psi_{a,н}$ в формуле /203/ определяют –

- для изгибаемых, внецентренно растянутых при $e_0 > 0{,}8\,h_0$ и внецентренно сжатых элементов, выполняемых как с предварительным напряжением, так и без него, в соответствии с п.9.9.

Примечание. Обозначение эксцентриситета e_0 дано в примечании п.9.6.

10.3. Расстояние между трещинами в формуле /208/ определяют как при длительном, так и при кратковременном действии нагрузки.

Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов при $e_0 > 0{,}8\,h_0$ расстояние между трещинами определяют по формуле

$$\ell_T = k_1 n u \eta \quad \text{см}, \qquad /208/$$

где

$$u = \frac{F_н + F_a}{\vartheta}; \qquad /209/$$

$$\mu = \frac{F_н + F_a}{F}; \qquad /210/$$

ϑ см – периметр сечения арматуры;

$$k_1 = \frac{W_T}{n(F_н + F_a)z_1} - 2; \qquad /211/$$

W_T см3 – упругопластический момент сопротивления, определяемый согласно п.8.7 с учетом всей арматуры;

η – коэффициент, зависящий от вида продольной растянутой арматуры и принимаемый равным:

$\eta = 0{,}7$ – для стержней периодического профиля;

$\eta = 1{,}0$ – для гладких стержней горячекатаной арматуры;

$\eta = 1{,}25$ – для обыкновенной арматурной проволоки в сварных каркасах и сетках.

Примечание. S – периметр сечения стержней арматуры периодического профиля принимается равным длине окружности, соответствующей номинальному диаметру, без учета выступов и ребер.

10.4. При совместном действии кратковременной и длительно действующей нагрузок ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, рекомендуется определять по формуле

$$a_т = a_{т1} - a_{т2} + a_{т3} \leq [a_т] \quad мм, \qquad /212/$$

где

$a_{т1}$ мм или см – ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки;

$a_{т2}$ мм или см – начальная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки /при ее кратковременном действии/;

$a_{т3}$ мм или см – полная ширина раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки;

$[a_т]$ мм – допускаемая ширина раскрытия трещин, назначаемая по табл.21.

Величины $a_{т1}$, $a_{т2}$ и $a_{т3}$ определяются по формуле /203/, считая $a_{т1}$ и $a_{т2}$ – при кратковременном действии нагрузки, а $a_{т3}$ – при длительном действии нагрузки.

Расстояние $l_т$ допускается принимать постоянным, как при кратковременном действии полной нагрузки.

10.5. Ширина раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах определяется по формуле

$$a_т = \frac{4 t^2 l_т}{(\mu_x + \mu_y) R_u E_{s,u}} \leq [a_т] \quad мм \text{ или } см, \qquad /213/$$

Таблица 21

Требования, предъявляемые к основным конструктивным элементам морских причальных сооружений при расчете трещиностойкости.

№№ пп	Конструктивный элемент сооружения	Зона размещения конструктивного элемента или условия службы конструкции	Армирование конструктивного элемента	Необходимость расчета на трещиностойкость		Предельные /допускаемые/ величины расчетного раскрытия трещин $[a_т]$ в мм	Примечания
				по образованию трещин	по раскрытию трещин		
I	2	3	4	5	6	7	8
I	Конструктивные элементы всех видов сооружений	Поверхности, расположенные в зоне переменного уровня морской воды и подвергающиеся попеременному замораживанию и оттаиванию или намоканию и высыханию, а также расположенные под водой или в надводной зоне, но подвергающиеся интенсивному воздействию конденсата и паров морской воды /нижние поверхности ростверков/	Высокопрочная проволока в пучках и прядях с $\sigma_{sp} > 10\,000$ кг/см2	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	-	-	
			Стержневая с предварительным напряжением при $\sigma_{sp} \leq 10\,000$ кг/см2	Требуется для основных сочетаний нагрузок	Требуется для особых сочетаний нагрузок	0,05	
			Стержневая без предварительного напряжения с $\sigma_т < 10000$ кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,05 / 0,10	Знаменатель для подводной зоны конструкций
2	Конструктивные элементы верхнего строения эстакад	Верхняя поверхность элемента, обращенная к покрытию	Высокопрочная проволока в пучках и прядях с $\sigma_{sp} > 10\,000$ кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,10	
			Стержневая с предварительным напряжением при $\sigma_{sp} \leq 10\,000$ кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,15 / 0,20	Числитель - для основных сочетаний нагрузок, знаменатель - для особых.

Продолжение таблицы 21.

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Конструктивные элементы опор эстакадных сооружений и лицевые стенки больверков	В грунте основания	Стержневая с предварительным напряжением $\sigma_{пр} \leq$ 10 000 кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,15 / 0,20	Числитель - для основных сочетаний нагрузок, знаменатель - для особых При грунтовых водах, агрессивных по отношению к бетону $a_т \leq 0{,}10$ мм
4	Конструктивные лицевые элементы уголковых стенок и надстроек гравитационных стенок и больверков.	Поверхности элементов, взаимодействующие с грунтом	Стержневая с предварительным напряжением при $\sigma_{пр} \leq$ 10 000 кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,10 / 0,15	Числитель - для основных сочетаний нагрузок, знаменатель - для особых. При грунтовых водах, агрессивных по отношению к бетону $a_т \leq 0{,}05$ мм
			Стержневая без предварительного напряжения $\sigma_т <$ 10000 кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,10	При грунтовых водах, агрессивных по отношению к бетону $a_т \leq 0{,}05$ мм
5	Фундаментные панели уголковых стенок.	Верхняя поверхность на контакте с грунтом засыпки	Стержневая без предварительного напряжения $\sigma_т <$ 10000 кг/см2	-	Требуется для основных и особых сочетаний	0,15 / 0,20	Числитель - для основных сочетаний нагрузок, знаменатель - для особых
		Нижняя поверхность на контакте с каменной постелью		-	Требуется для основных и особых сочетаний нагрузок	0,10 / 0,15	При грунтовых водах агрессивных по отношению к бетону $a_т \leq 0{,}05$ мм
6	Анкерные устройства в виде плит, стенок, козловых и полукозловых опор	Зона взаимодействия с грунтом	Стержневая класса А-II без предварительного напряжения $\sigma_т <$ 10000 кг/см²	-	-	Не нормируется	Требуется обеспечить только прочность конструкции. При грунтовых водах агрессивных по отношению к бетону требуется расчет на раскрытие трещин $a_т \leq 0{,}05$ мм

где $t = \frac{Q}{\ell h_0}$ кг/см2 ; /2I4/

$$\ell_T = \frac{1}{3\left(\frac{\mu_x}{\eta_x d_x} + \frac{\mu_0}{\eta_0 d_0}\right)} \leq 30\, d_{макс} + h_0 \quad см ; \qquad /2I5/$$

d_0 и d_x см – диаметры стержней соответственно поперечных и отогнутых;

$d_{макс}$ см – наибольший из этих диаметров;

$\mu_x = \frac{F_x}{u \cdot b}$ – коэффициент армирования поперечной арматуры;

$\mu_0 = \frac{F_0}{u_0 b}$ – коэффициент армирования, наклонными к продольной оси элемента стержнями /наклонные хомуты, отгибы и др./;

Q кг – наибольшая поперечная сила /смотри брошюру I, часть I/;

η_x и η_0 – коэффициенты, учитывающие профиль арматурных стержней /соответственно, нормальных и наклонных к продольной оси/, принимаемые по п.I0.3;

F_x и F_0 см2 – смотри п.7.2I;

u_0 см – расстояния между плоскостями отгибов /наклонных арматурных стержней/, измеренные по нормали к ним; при разных расстояниях между отгибами величина u_0 определяется как полусумма расстояний между рассматриваемой плоскостью отгибов и двумя соседними с ней плоскостями отгибов, измеренных по нормали к отгибам: для первой от опоры плоскости отгибов

$$u_0 = 0{,}5\left(u_{01} + u_{02}\right) \quad см;$$

для второй от опоры плоскости отгибов

$$u_0 = 0{,}5\left(u_{02} + u_{03}\right) \quad см;$$

для последней n-ой плоскости отгибов величина u_0 принимается равной расстоянию между ней и предыдущей плоскостью отгибов, т.е. $u_0 = u_{0n}$ см.

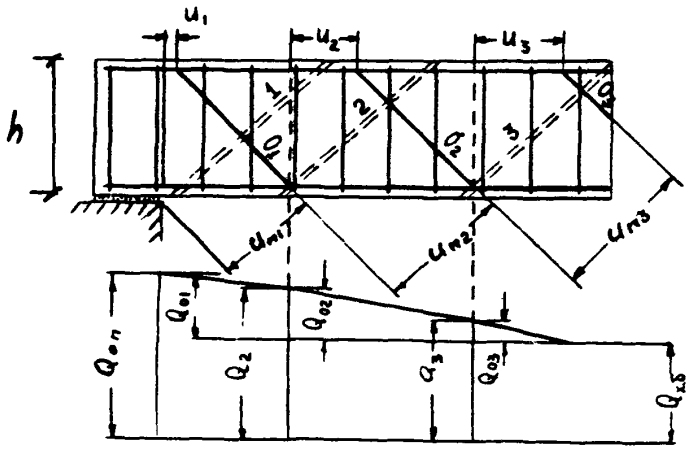


Рис.8. Места расположения наиболее опасных наклонных сечений

I - сечение, проходящее через грань опоры;

2 и 3 - сечения, проходящие через расположенные в растянутой зоне начала отгибов.

Отгибы могут учитываться в расчете лишь на тех участках, где расстояние от грани опоры до начала первого отгиба / u_1 /, а также расстояния между концом предыдущего и началом следующего отгиба / u_2 и u_3 /, не были бы больше $0{,}2\,h$.

Величину α_T , определенную по формуле /2I3/, допускается уменьшать в I,5 раза, если элемент конструкции заармирован поперечными стержнями, нормальными к оси элемента, и продольными стержнями того же диаметра с расстояниями по высоте сечения, равными шагу поперечных стержней.

II. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия.

II.I. Учет температурных и влажностных воздействий при проектировании морских гидротехнических сооружений производится:

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

б/ при определении температурных и влажностных деформаций и перемещений элементов сооружений для назначения конструкции температурно-осадочных швов и уплотнительных швов для обеспечения грунтонепроницаемости;

в/ для обоснования программы и проекта организации наблюдений за сооружением в строительный и эксплуатационный периоды.

Примечания:

I. Температурно-влажностные воздействия допускается не учитывать для эксплуатационной стадии работы в конструкциях подземных сооружений, а также для тонкостенных элементов сооружений, в которых практически обеспечена свобода перемещения.

2. В конструкциях железобетонных морских причальных сооружений с относительно большой длиной секции / $\mathcal{L} \geq 30$ м/

необходимо производить учет межсезонного /годового/ перепада температуры. Модули деформации для определения усилий от межсезонного температурного перепада должны учитывать ползучесть бетона и приниматься в соответствии с таблицей 3, поз. 4 /для трещиностойких элементов/ и поз.5 /для элементов при наличии трещин/. Момент инерции, независимо от трещиностойкости допускается определять без учета арматуры. Межсезонный /годовой/ перепад температуры определяется по приложению IУ.

II.2. В расчетах рекомендуется учитывать следующие основные температурные и влажностные воздействия:

а/ изменение температуры воздуха, окружающего сооружение, а также воды в море;

б/ влагоотдача бетона с открытой поверхности в окружающую среду.

II.3. Температурно-влажностные воздействия относят к сочетаниям нагрузок и воздействий в соответствии с указаниями части I, брошюры I настоящего "Пособия".

Примечания:

I. Температурные воздействия относятся к основному сочетанию, если они определены для года характерного средними климатическими температурными условиями, в том числе средними амплитудами колебаний температур, и к особым сочетаниям, если они определены для года с наиболее суровыми климатическими условиями, в том числе с наибольшей, за многолетний ряд, амплитудой колебаний температуры воздуха.

2. Изменение температурного состояния статически неопределимой конструкции при переходе от температур замыкания этой конструкции к установившимся температурам относится к основному сочетанию нагрузок и воздействий.

3. Выбор расчетного сочетания нагрузок и воздействий должен быть обоснован. Не разрешается учитывать в особом соче-

тании наихудшие температурные условия совместно с другими особыми воздействиями /сейсмика, взрывная волна и др./, а следует лишь учитывать температурные воздействия, относящиеся к основным сочетаниям.

II.4. Учет температурно-влажностных воздействий рекомендуется выполнять в два этапа:

а/ расчет температурного и при необходимости влажностного режима сооружения, конструкций и их отдельных элементов;

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

II.5. Определение усилий для внешне статически неопределимых систем производится по правилам строительной механики с использованием решений теории упругости и учетом ползучести бетона в зависимости от рода конструкции и расчетной схемы, принятой для расчета на внешние силы.

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_p и влажности W_p ;

б/ на изменение средних расчетных градиентов температуры ΔT_p и влажности W_p.

Расчет рекомендуется выполнять в два этапа:

первый - на изменение температуры /влажности/элементов конструкций в период их нормальной эксплуатации;

второй - на изменение температуры /влажности/ конструкции от момента замыкания ее элементов в статически неопределимую систему до установившегося состояния сооружения в период

эксплуатации.

Примечания:

I. 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 трапециедальной эпюры распределения температуры /влажности/ по толщине элемента.

II.3. В расчетах температурно-влажностных усилий, напряжений и перемещений в период строительства сооружений и в начале их эксплуатации следует учитывать изменение во времени модуля упругости и ползучесть бетона.

Примечание. Учет ползучести бетона в эксплуатационный период допускается после специального обоснования.

I2. Общие конструктивные требования и дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов.

I2.I. Для выполнения конструктивных требований железобетонных элементов морских причальных сооружений рекомендуется пользоваться указаниями СНиП II-В.I-62, "Инструкцией по проектированию железобетонных конструкций", изд. I968 г., настоящим "Пособием" к ВСН-3-67 ММФ ч.ч. I и 2, проектом СНиП II-И.I4-68 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений", изд. I968 г., ВНИИГ им. Веденеева Б. Е., Ленинград, разд. II с учетом дополнительных специфических указаний по толщине защитного слоя /см.п.I2.2/.

I2.2. Толщину защитного слоя бетона в чистоте следует принимать:

а/ для рабочей арматуры из высокопрочной проволоки в пучках и прядях - 7 см;

б/ для стержневой рабочей арматуры лицевых поверхностей, обращенных к морю - 5 см;

в/ то же для поверхностей, обращенных к грунту и верхних поверхностей ростверка, обращенных к покрытию - 4 см;

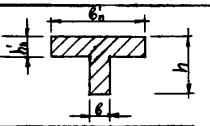
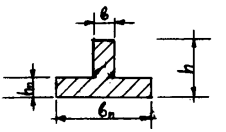
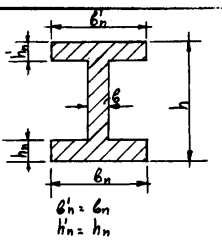
г/ для распределительной арматуры и хомутов - 3 см.

Приложение I

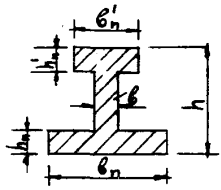
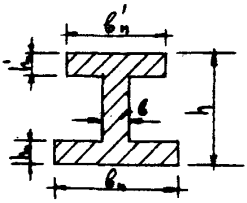
Таблица 22

Значения коэффициента γ для определения момента сопротивления сечения

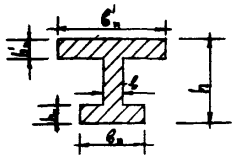
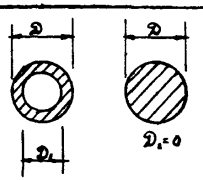
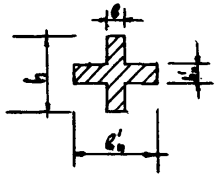
$$W_T = \gamma \cdot W_0$$

№№ пп	Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
I	2	3	4
I	Прямоугольное	I,75	
2	Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	I,75	
3	Тавровое с полкой /уширениями/, расположенной в растянутой зоне: а/ при $\frac{b_n}{b} \leq 2$ при любом отношении $\frac{h_n}{h}$	I,75	
	б/ при $\frac{b_n}{b} > 2$ и $\frac{h_n}{h} \geqslant 0,2$	I,75	
	в/ при $\frac{b_n}{b} > 2$ и $\frac{h_n}{h} < 0,2$	I,5	
4	**Двутавровое** симметричное /коробчатое/: а/ при $\frac{b'_n}{b} = \frac{b_n}{b} \leq 2$ независимо от отношений $\frac{h_n}{h} = \frac{h_n}{h}$	I,75	 $b'_n = b_n$ $h'_n = h_n$

Продолжение таблицы 22

I	2	3	4
	б/ при $2<\frac{b_n'}{b}=\frac{b_n}{b}\leq 6$ независимо от отношений $\frac{h_n'}{h}=\frac{h_n}{h}$	I,5	
	в/ при $\frac{b_n'}{b}-\frac{b_n}{b}>6$ и $\frac{h_n'}{h}=\frac{h_n}{h}>0,2$	I,5	
	г/ при $6<\frac{b_n'}{b}=\frac{b_n}{b}\leq 15$ и $\frac{h_n'}{h}=\frac{h_n}{h}<0,2$	I,25	
	д/ $\frac{b_n'}{b_n}=\frac{b_n}{b}>15$ и $\frac{h_n'}{h}=\frac{h_n}{h}<0,1$	I,10	
5	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b_n'}{b}\leq 3$		
	а/ при $\frac{b_n}{b}\leq 2$ независимо от отношения $\frac{h_n}{h}$	I,75	
	б/ при $2<\frac{b_n}{b}\leq 6$ независимо от отношения $\frac{h_n}{h}$	I,50	
	в/ при $\frac{b_n}{b_n'}>6$ и $\frac{h_n}{h}>0,1$	I,50	
6	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3<\frac{b_n'}{b}<8$:		
	а/ при $\frac{b_n}{b}\leq 4$ независимо от отношения $\frac{h_n}{h}$	I,5	

Продолжение таблицы 22

I	2	3	4
	б/ при $\frac{b_n'}{b} > 4$ и $\frac{h_n}{h} \geq 0{,}2$	I,5	
	в/ при $\frac{b_n'}{b} > 4$ и $\frac{h_n}{h} < 0{,}2$	I,25	
7	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b_n'}{b} > 8$:		
	а/ при $\frac{h_n}{h} > 0{,}3$	I,5	
	б/ при $\frac{h_n}{h} < 0{,}3$	I,25	
8	Кольцевое и круговое	$2-0{,}4\frac{D_1}{D}$	
9	Крестовое:		
	а/ при $\frac{b_n'}{b} \geq 2$ и $0{,}9 \geq \frac{h_n}{h} \geq 0{,}2$,	2	
	б/ в остальных случаях	I,75	

Примечания:

I. В табл.приложения I обозначения b_n и h_n соответствуют размерам полки, которая при расчёте по образованию трещин является растянутой, а b_n' и h_n' - размерам полки, которая для этого случая расчета является сжатой.

2. W_0 - момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый по закону сопротивления упругих материалов.

Приложение I
Таблица 28

Значение величины χ

$\frac{h'_{пр}}{h}$	$\frac{b_{пр}}{b}$ / $\frac{h_{пр}}{h}$	I					3					5					7					9				
		0	0,I	0,2	0,3	0,4	0,	0,I	0,2	0,3	0,4	0	0,I	0,2	0,3	0,4	0	0,I	0,2	0,3	0,4	0	0,I	0,2	0,3	0,4
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2	I3	I4	I5	I6	I7	I8	I9	20	2I	22	23	24	25	26	27
	1,0	I,75	I,75	I,75	I,75	I,75	I,73	I,73	I,73	I,73	I,73	I,7I	I,7I	I,7I	I,7I	I,7I	I,69	I,69	I,69	I,69	I,69	I,67	I,67	I,67	I,67	I,67
	I,5	I,75	I,67	I,66	I,70	I,75	I,73	I,65	I,64	I,65	I,70	I,7I	I,64	I,62	I,63	I,67	I,69	I,62	I,60	I,6I	I,34	I,67	I,60	I,58	I,59	I,62
	2,0	I,75	I,6I	I,6I	I,68	I,78	I,73	I,60	I,59	I,63	I,7I	I,7I	I,58	I,56	I,59	I,66	I,69	I,56	I,54	I,57	I,68	I,67	I,55	I,53	I,55	I,60
0,I	3,0	I,75	I,53	I,57	I,7I	I,8I	I,78	I,52	I,54	I,63	I,77	I,7I	I,50	I,50	I,58	I,70	I,69	I,49	I,48	I,55	I,65	I,67	I,48	I,46	I,52	I,62
	4,0	I,75	I,48	I,56	I,76	I,83	I,73	I,47	I,5I	I,66	I,82	I,7I	I,45	I,48	I,59	I,75	I,69	I,44	I,45	I,55	I,69	I,67	I,42	I,43	I,52	I,64
	6,0	I,75	I,42	I,59	I,86	I,84	I,73	I,40	I,5I	I,74	I,84	I,7I	I,39	I,46	I,65	I	,69	I,37	I,43	I,59	I,80	I,67	I,36	I,4I	I,55	I,73
	8,0	I,75	I,40	I,64	I,87	I,84	I,73	I,37	I,54	I,84	I,85	I,7I	I,35	I,48	I,73	I,87	I,69	I,34	I,44	I,65	I,84	I,67	I,33	I,4I	I,60	I,83
	1,0	I,75	I,75	I,75	I,75	I,75	I,69	I,69	I,69	I,69	I,69	I,65	I,65	I,65	I,65	I,65	I,64	I,64	I,64	I,64	I,64	I,63	I,63	I,63	I,68	I,63
	I,5	I,75	I,67	I,66	I,70	I,75	I,69	I,63	I,60	I,6I	I,64	I,65	I,59	I,57	I,58	I,60	I,64	I,60	I,57	I,57	I,58	I,63	I,73	I,72	I,74	I,77
	2,0	I,75	I,6I	I,6I	I,68	I,78	I,69	I,56	I,54	I,58	I,64	I,65	I,58	I,5I	I,53	I,56	I,64	I,59	I,50	I,5I	I,55	I,68	I,69	I,68	I,72	I,78
	3,0	I,75	I,53	I,57	I,7I	I,8I	I,69	I,48	I,48	I,56	I,66	I,65	I,4I	I,45	I,50	I,58	I,64	I,45	I,43	I,47	I,54	I,63	I,48	I,43	I,45	I,52
0,3	4,0	I,75	I,48	I,56	I,76	I,83	I,69	I,43	I,44	I,56	I,7I	I,65	I,4I	I,4I	I,49	I,6I	I,64	I,40	I,39	I,46	I,55	0,68	I,4I	I,38	I,44	I,52
	6,0	I,75	I,42	I,59	I,86	I,84	I,69	I,37	I,44	I,6I	I,82	I,65	I,35	I,38	I,5I	I,68	I,64	I,33	I,36	I,46	I,60	I,63	I,33	I,34	I,43	I,56
	8,0	I,75	I,40	I,64	I,87	I,84	I,69	I,34	I,45	I,68	I,88	I,65	I,8I	I,40	I,55	I,77	I,64	I,30	I,35	I,49	I,67	I,63	I,29	I,33	I,47	I,60

Примечания к таблице 23:

1. Значения b_{ny}, h_{ny}, b'_{ny} и h'_{ny} определяются по формулам

$$b_{ny} = b_n + \frac{2n J_a}{h_{ny}}, \qquad h_{ny} = h_n;$$

$$b'_{ny} = b'_n + \frac{n J'_a}{h'_{ny}}, \qquad h'_{ny} = h'_n$$

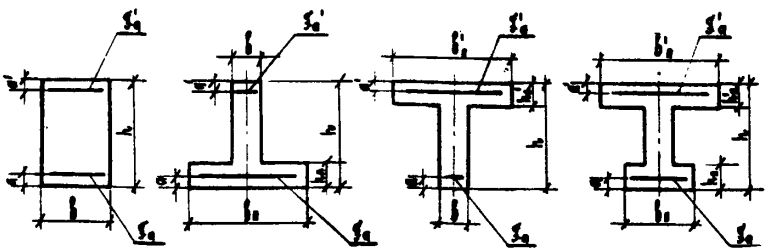
при $b_n = b$, $h_{ny} = 2a$, $b_{ny} = b + \frac{n J_a}{a}$;

при $b'_n = b$, $h'_{ny} = 2a'$, $b'_{ny} = b + \frac{n J'_a}{2a'}$.

2. Обозначения b'_n, h'_n, b_n, h_n, b, h, J_a, J'_a, a и a' даны на рисунках.

3. В таблице обозначения b_{ny} и h_{ny} соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а b'_{ny} и h'_{ny} – размерам полки, которая для этого случая сжата.

4. Коэффициент γ допускается принимать по ближайшим табличным значениям $\frac{b_{ny}}{b}$, $\frac{h_{ny}}{h}$, $\frac{b_{ny}}{b}$ и $\frac{h_{ny}}{h}$.



5. При специальном обосновании значения γ следует умножать на коэффициент m_h, принимаемый равным:

для сечений высотой $h \le 60$ см $m_h = 1{,}0$,

для сечений высотой 60 см $< h <$ 500 см $m = 0{,}80 + \frac{10}{h}$

для сечений высотой $h \ge 500$ см $m = 0{,}80$.

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

Приложение П
Таблица 24

Области применения арматурных сталей в железобетонных конструкциях морских гидротехнических сооружений

Вид арматурной стали и ее основные характеристики		Условия эксплуатации конструкций / характер нагрузок и температурных воздействий /							
		Статические				Динамические и многократно повторяющиеся			
Вид и класс стали	Марки стали и диаметры стержней в мм	В подводной и подземной зонах сооружения	В зоне переменного уровня воды и надводной зоне сооружения при температуре			В подводной и подземной зонах сооружения	В зоне переменного уровня воды и надводной зоне сооружения при температуре		
			до -30^{0}	от -30^{0} до -40^{0}	ниже -40^{0}		до -30^{0}	от -30^{0} до -40^{0}	ниже -40^{0}
I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0
Стержневая горячекатаная гладкая класса А-I	Ст.3сп (мартеновская и конверторная) ∅ 6-40	+	+	+	+	+	+	-	-
	Ст.3пс (мартеновская и конверторная) ∅ 6-40	+	+	+	-	+	+	-	-
	Ст.3кп (мартеновская и конверторная) ∅ 6-40	+	+	-	-	+	+	-	-

Продолжение табл. 24

I	2		3	4	5	6	7	8	9	I0
	ВМСт.3сп ø 6-40	ВКСт.3сп ø 6-40	+	+	+	+	+	+	+	+
	ВМСт.3пс ø6-40	ВКСт.3пс ø 6-40	+	+	+	-	+	+	+	-
	ВМСт.3кп ø 6-40	ВКСт.3кп ø 6-40	+	+	-	-	+	+	-	-
Обыкновенная арматурная проволока и сварные сетки из нее	ø 5-8		+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая горячекатаная периодического профиля класса А-П	Ст.5сп (мартеновская и конверторная) ø I0-40		+	+	+	+x)	+	+	+x)	-
	Ст.5пс (мартеновская) ø I0-I6		+	+	+	+x)	+	+	+x)	-
	Ст.5пс (мартеновская) øI8-40	Ст.5пс (конверторная) øI0-40	+	+	-	-	+	+x)	-	-
	I8Г2С ø 40-90		+	+	+	+	+	+	+	+
	I0 ГТ ø I0-32		+	+	+	+	+	+	+	+

Продолжение табл. 24

I	2	3	4	5	6	7	8	9	IO
Стержневая упрочненная вытяжкой периодического профиля класса А-Пв	Ст.5сп (мартеновская и конверторная) ∅ IO-40	+	+	-	-	+	+x)	-	-
	Ст.5пс (мартеновская и конверторная) ∅IO-40	+	-	-	-	-	-	-	-
	I8Г2С ∅ 40-90	+	+	+	-	+	+	-	-
Стержневая горячекатаная периодического профиля класса А-Ш	25Г2С ∅ 6-40	+	+	+	+	+	+	+	+x)
	35ГС ∅ 6-40	+	+	+	+x)	+	+	+x)	-
	I8Г2С ∅ 6-9	+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая упрочненная вытяжкой периодического профиля класса А-Шв	25Г2С ∅ 6-40	+	+	+	-	+	+	-	-
	35ГС ∅ 6-40	+	+	-	-	+	-	-	-

Продолжение табл. 24

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Стержневая горячекатанная периодического профиля класса А-IУ	20ХГ2Ц ø 10-32	+	+	+	+	+	+	+	+
	20ХГСТ ø 10-18	+	+	-	-	+	+	-	-
	80С ø10-18	+	+	-	-	+	-	-	-
Высокопрочная арматурная проволока гладкая	ø 5-8	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля	ø 5-8	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные пряди, канаты (тросы)	-	+	+	+	+	+	+	+	+

+ - допускается

- - не допускается.

х/ Арматурная сталь может применяться только в вязаных каркасах и сетках.

Примечания:

I. Расчетные зимние температуры наружного воздуха /см.СНиП П-А.6-62/ устанавливаются по наиболее холодной пятидневке в зависимости от района строительства.

2. В таблице за динамические нагрузки принимаются нагрузки с коэффициентом динамичности I,I и более.

3. При применении стали классов А-П и А-IУ следует руководствоваться Указаниями СН 327-65 и СН 269-65 соответственно.

Приложение II

Таблица 25

Допускаемые вертикальные прогибы пролетных строений эстакадных сооружений

Материал пролетного строения	Максимальный прогиб в пределах	Допускаемая величина прогиба пролетных строений
Железобетон	пролета	$1/500\,\ell$
	консоли	$1/250\,\ell_к$

Примечание. Кроме того для ростверков с подкрановыми и железнодорожными путями величины допускаемых деформаций верхнего строения от эксплуатационных нагрузок устанавливаются при проектировании с таким расчетом, чтобы отклонения в относительном положении рельсов при эксплуатации / отклонения на укладку плюс деформации / не превосходили величин таблицы I приложения 3 " Правил технической эксплуатации гидротехнических сооружений и акваторий портов министерства морского флота".

Приложение IУ

Таблица 26

Межсезонный годовой перепад температур

Для продольных рам секций причалов эстакадного типа значения межсезонного перепада температуры для некоторых морей СССР допускается принимать равными:

Море	Район	Расчетные температурные перепады в градусах	
		охлаждение	нагрев
I	2	3	4
I. Балтийское	а/ Финский и Рижский заливы	- 22	+ I2
	б/ Юго-Восток Балтийского моря	- 20	+ II
2. Черное	а/ Северо-запад Черного моря	- 20	+ I6
	б/ Крым	- I8	+ I7
	в/ Кавказ	- I4	+ I7
3. Азовское	-	- 22	+ I7
4. Каспийское	-	- I8	+ 22

Принятые основные буквенные обозначения:

k – **допускаемый коэффициент запаса прочности;**

$k_т$ – **допускаемый коэффициент запаса по образованию трещин;**

M – изгибающий момент от внешних нагрузок;

N – продольная сила от внешних нагрузок;

Q – поперечная сила от внешних нагрузок;

M_0^1 – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от зоны сечения, трещинообразование которой проверяется;

M_{0c}^1 – момент равнодействующей усилий N_0 в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно той же оси, проходящей через ядровую точку;

$M_т$ – момент трещинообразования;

N_0 – равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре до обжатия бетона или в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре при напряжении в бетоне равном нулю;

$N_н$ – равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре после обжатия бетона;

$N_н'$ – усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне;

$J_н$ – момент инерции приведенного поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры;

$W_н$ и $W_т$ – упругий и упруго-пластичный моменты сопротивления относительно рассматриваемого растянутого волокна;

S_s – статический момент площади сжатой зоны бетона относительно оси нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре А;

$S_н$ и $S_н'$ – статические моменты площади всего рабочего сечения бетона относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий соответственно в арматуре А и в арматуре A' ;

S, S' – 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 А и в арматуре А';

$\bar{S}_s$ – статический момент площади $\bar{F}_s$ относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре А;

S_n – статический момент части сечения, расположенный за линией, по которой определяются напряжения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

$\sigma_т$ – предел текучести продольной арматуры;

$\sigma_{вр}$ – предел прочности продольной арматуры;

$R_и$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе;

$R_т$ – расчетное сопротивление бетона растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин и при проверке необходимости расчета железобетонных элементов по раскрытию трещин;

$R_р$ – расчетное сопротивление бетона растяжению;

$\sigma_и$ и $\sigma'_и$ – напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой и растянутой зоне от действия внешней нагрузки;

σ_0 – предварительное напряжение в арматуре после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона;

$\sigma_п$ – величина снижения /потери/ предварительного напряжения в арматуре;

$\sigma'_с$ – напряжение в предварительно напряженной арматуре, расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий;

$\sigma_х$ – напряжение в рассматриваемом волокне под действием внешних сил и предварительного обжатия;

τ - скалывающее напряжение в бетоне;

$\sigma_{\text{б}}$ - установившееся предварительное напряжение в бетоне;

$\sigma_{\text{гл}}$ - главные растягивающие напряжения в бетоне;

A - обозначение продольной арматуры, расположенной в зоне, растянутой от действия внешних усилий;

A' - обозначение продольной арматуры, расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий;

$A_{\text{н}}$ - обозначение напрягаемой части арматуры А;

$A_{\text{а}}$ - обозначение ненапрягаемой части арматуры А;

$A'_{\text{н}}$ - обозначение напрягаемой части арматуры А';

$A'_{\text{а}}$ - обозначение ненапрягаемой части арматуры А';

F - площадь всего бетона в поперечном сечении элемента;

$F_{\text{б}}$ - площадь сечения сжатой зоны бетона;

$\bar{F}_{\text{б}}$ - площадь сжатой зоны бетона, соответствующая границе между I-м и 2-м случаями внецентренного сжатия;

$F_{\text{п}}$ - приведенная площадь поперечного сечения элемента с учетом всей продольной арматуры;

$F'_{\text{н}}$ и $F'_{\text{а}}$ - площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры $A'_{\text{н}}$ и $A'_{\text{а}}$, расположенной в менее обжатой зоне бетона изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах;

b - ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового или двутаврого сечения; двойная толщина стенки кольцевого или коробчатого сечения;

x - высота сжатой зоны сечения;

h - высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечения;

$a_н$ и $a_а$ – расстояния от наиболее растянутого или наименее сжатого края сечения элемента до равнодействующей соответственно в арматуре А и $А_а$;

$a'_н$ и $a'_а$ – расстояния от наиболее сжатого или наименее растянутого края сечения элемента равнодейств.усилий в арматуре $А'_н$ и $А'_а$;

$h_о$ – рабочая высота сечения, равная $h-a$;

$в'_п$ $h'_п$ – ширина и толщина сжатой полки таврового сечения;

$r_я$ – расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от зоны сечения, в которой определяется образование трещин;

$e_п$ – эксцентриситет силы N относительно центра тяжести сечения;

e и e' – расстояние от точки приложения продольной силы N соответственно до равнодействующей усилий в арматуре А и $А'$;

c – расстояние от точки приложения равнодействующей всех внутренних усилий в бетоне и арматуре при равномерно сжатом сечении до равнодействующей усилий в арматуре N ;

$z_н$, $z_а$, $z_{оа}$, $z_{хн}$, $z_{ха}$ – плечи внутренних пар сил соответственно продольной арматуры, отгибов, хомутов напрягаемой и ненапрягаемой арматур;

$F_{он}$, $F_{оа}$, $F_{хн}$, $F_{ха}$ – площади сечения отгибов и хомутов напрягаемой – $он$ и $хн$ и ненапрягаемой арматуры – $оа$, $ха$.

$f_{хн}$ и $f_{ха}$ – площади ветвей хомутов напрягаемой – $хн$ и ненапрягаемой арматуры $ха$;

$n_{хн}$ и $n_{ха}$ – количества ветвей хомутов напрягаемых – $хн$ и ненапрягаемых – $ха$;

$\alpha_н$ и $\alpha_а$ - углы наклона отгибов напрягаемых - н и ненапрягаемых - а ;

$e_н, e'_н, e_а$ - расстояния от силы N соответственно до равнодействующей усилий в арматуре $A_н$, $A'_н$, $A_а$ и $A'_а$;

$y_н, y'_н, y_а$ и $y'_а$ - расстояния от центра тяжести сечения до равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре расположенной в зоне сжатия и растяжения под действием внешней нагрузки;

Δt - перепад между температурами арматуры и стенда;

$\mu_н$ и $\mu_а$ - коэффициенты армирования сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматурой;

$n_н$ и $n_а$ - отношения модулей упругости напрягаемой и ненапрягаемой арматуры к модулю упругости бетона;

φ - коэффициент продольного изгиба;

γ - коэффициент перехода от упругого к упруго-пластическому моменту сопротивления сечения;

$F_н$ и $F_а$ - площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры: в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах - арматуры $A_н$ и $A_а$, расположенной в наиболее обжатой зоне бетона, в центрально сжатых и центрально растянутых элементах, а также во всех элементах кольцевого сечения /с арматурой распределенной по окружности/ - всей.

Составил инж. В. В. Акимов.

Ответственный за выпуск И. М. Зимович

Подписано в печать 17/II 1969 г. Тираж 540.
20,5 печ. л. Заказ 1161. Цена 1 р. 85 к.

ЦБНТИ ММФ
Москва, А-80, Волоколамское шоссе, дом 14

gost.e-ecolog.ru