ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИНСТРУКЦИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(СН 10-57)

МОСКВА 1958

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИНСТРУКЦИЯ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(СН 10-57)

УТВЕРЖДЕНА
Государственным комитетом
Совета Министров СССР
по делам строительства
14 октября 1957 г.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ, АРХИТЕКТУРЕ
И СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ

Москва — 1958

Редактор — инж. Л. Е. ТЕМКИН

Госстройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1
* * *

Редактор издательства В. В. Петрова
Технический редактор Э. М. Элькина

Сдано в набор 30/X 1957 г. Подписано к печати 5/II 1958 г. Т00195. Бумага 84×108¹/₃₂
3,75 бум. л.—12,3 печ. л. (12,75 уч.-изд. л.). Тираж 45 000 экз. Изд. № VI—3318.
Зак. № 1148. Цена 6 р. 40 к. Переплет 1 руб.

Первая Образцовая типография имени А. А. Жданова Московского городского Совнархоза.
Москва, Ж-54, Валовая, 28.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящей инструкции (СН 10-57) приведены указания по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций, включающие расчет сечений элементов конструкций по методике расчетных предельных состояний и указания по конструированию. В инструкции приведены также графики и таблицы для расчета элементов конструкций с соответствующими пояснениями к ним и примеры расчета.

Инструкция разработана Лабораторией теории железобетона и арматуры и Лабораторией предварительно напряженных конструкций Научно-исследовательского института бетона и железобетона «НИИЖБ» Академии строительства и архитектуры СССР (действительные члены АСиА СССР доктора техн. наук проф. А. А. Гвоздев и проф. В. В. Михайлов и старшие научные сотрудники кандидаты техн. наук С. А. Дмитриев и Б. А. Калатуров) совместно с Государственным институтом типового проектирования и технических исследований «Гипротис» Главстройпроекта (инж. Н. Л. Табенкин, канд. техн. наук М. Г. Костюковский и инж. Б. Ф. Васильев) при участии канд. техн. наук О. Я. Берг и инж. И. С. Приходько.

Инструкция рассмотрена на заседаниях группы теории и расчета железобетонных конструкций (под председательством действ. члена АСиА СССР доктора техн. наук проф. П. Л. Пастернака) и на сессии комиссии по предварительно напряженным и сборным железобетонным конструкциям Совета по координации Академии строительства и архитектуры СССР.

При составлении инструкции учтены требования главы II-Б.3 СНиПа, Норм и технических условий проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ 123-55), Инструкции по расчету сечений элементов железобетонных конструкций (И 123-55), а также использованы Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобе-

тонных конструкций (И 148-52), отечественные и зарубежные литературные данные, результаты научно-исследовательских работ б. ЦНИПС, НИИЖБ, НИИ-200, ЦНИИС Минтрансстроя СССР, ВНИИЖелезобетона и практический опыт отечественных строительных и проектных организаций.

Инструкция утверждена Госстроем СССР 14 октября 1957 г.

ПРИНЯТЫЕ ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Внешние силы

$M^н$ и M — нормативный и расчетный изгибающие моменты;
$N^н$ и N — нормативная и расчетная продольные силы;
$Q^н$ и Q — нормативная и расчетная поперечные силы;
$M^я_в$ — момент внешних сил по одну сторону от рассматриваемого сечения относительно ядровой точки;
$M^у_в$ — то же, относительно условной ядровой точки.

Внутренние силы

$N_о$ — равнодействующая усилий в предварительно напряженной арматуре $F_н$, $F'_н$ и в ненапрягаемой арматуре $F_а$, $F'_а$ до обжатия бетона;
$N_н$ — то же, после обжатия бетона;
$M^я_{об}$ — момент сил обжатия сечения относительно ядровой точки;
$M^у_{об}$ — то же, относительно условной ядровой точки;
$Q_б$ — проекция предельного усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны в наклонном сечении на нормаль к оси элемента;
$Q_{пр}$ — проекция предельного усилия, вызванного обжатием бетона криволинейной (отогнутой) арматурой, на нормаль к оси элемента;
$Q_{хб}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая совместно бетоном сжатой зоны и вертикальными хомутами.

Характеристики материалов

$R^н_{пр}$ и $R_{пру}$ — нормативное и условное расчетное сопротивления (предел прочности) бетона при сжатии (призменная прочность);

$R^{н}_{и}$ и $R_{иу}$ — нормативное и условное расчетное сопротивления (предел прочности) бетона на сжатие при изгибе;

$R^{н}_{р}$ и $R_{ру}$ — нормативное и условное расчетное сопротивления (предел прочности) бетона при растяжении;

R и R' — кубиковая прочность (марка) бетона и кубиковая прочность к моменту передачи на бетон предварительного напряжения;

$E^{н}_{б}$ и $E_{б}$ — нормативный и расчетный модули упругости бетона при сжатии;

$R^{н}_{н}$ и $R_{ну}$ — нормативное и условное расчетное сопротивления (предел прочности или предел текучести) предварительно напряженной арматуры;

$R^{н}_{а}$ и $R_{ау}$ — нормативное и условное расчетное сопротивления (предел текучести) ненапрягаемой арматуры;

$E^{н}_{а}$ и $E_{а}$ — нормативный и расчетный модули упругости арматуры.

Геометрические характеристики

b — ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового сечения; суммарная толщина стенок кольцевого или коробчатого сечения;

h — высота прямоугольного, таврового или двутаврового сечения;

h_0 — рабочая высота сечения ($h_0 = h - a$; $h'_0 = h - a'$);

a и a' — расстояния от ближайших краев сечения до равнодействующей усилий, соответственно арматуры $F_{н}$, $F_{а}$ и $F'_{н}$, $F'_{а}$;

x — высота сжатой зоны сечения при расчете несущей способности или при расчете трещиностойкости элемента;

$F_{н}$ и $F_{а}$ — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры: в центрально сжатых и центрально растянутых элементах — всей арматуры; в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах — растянутой, расположенной в наиболее обжатой зоне бетона;

$F'_{н}$ и $F'_{а}$ — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно

растянутых элементах, расположенной в менее обжатой зоне бетона;

$F_{нх}$ и $F_{ах}$ — площади сечения соответственно всей напрягаемой и ненапрягаемой поперечной арматуры (пучков, проволок, всех ветвей хомутов), расположенной в одной плоскости, нормальной к оси элемента;

$F_{но}$ и $F_{ао}$ — площади сечения соответственно всей напрягаемой и ненапрягаемой отогнутой арматуры (криволинейных пучков, отгибов и т. п.), расположенной в одной наклонной к оси элемента плоскости;

F — площадь поперечного сечения элемента;

$F_{бл}$ — площадь приведенного поперечного сечения элемента с учетом арматуры $F_н$, $F'_н$, $F_а$ и $F'_а$;

$F_б$ — площадь сжатой зоны бетона;

$F_{уш}$ — площадь уширений растянутой части сечения;

$J_{бп}$ и $r_{бп}$ — момент инерции и радиус инерции приведенного сечения элемента с учетом арматуры $F_н$, $F'_н$, $F_а$ и $F'_а$;

W_0 и $W_б$ — моменты сопротивления для растянутого краевого волокна приведенного сечения элемента соответственно без учета и с учетом пластических свойств бетона растянутой зоны;

$r_я$ и $r_у$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения элемента до наиболее удаленной ядровой точки сечения, определяемые соответственно по значениям W_0 и $W_б$ $\left(r_я = \frac{W_0}{F_{бп}};\ r_у = \frac{W_б}{F_{бп}}\right)$;

$y_н$ и $y'_н$ — расстояния от центра тяжести арматуры соответственно $F_н$ и $F'_н$ до центра тяжести приведенного сечения элемента с площадью $F_{бп}$;

e_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения $F_{бл}$ до равнодействующей усилий N_0.

Расчетные коэффициенты

m — коэффициент условий работы конструкции (элемента);

$m_т$ — коэффициент точности предварительного напряжения арматуры.

Напряжения

σ_0 и σ'_0 — напряжения соответственно в арматуре $F_н$ и $F'_н$ до обжатия бетона либо в момент достижения бетоном нулевого напряжения, которое

возникает на уровне той же арматуры от обжатия и внешних фактических или условных сил:
1) до проявления потерь предварительного напряжения (является контролируемым напряжением при натяжении арматуры на упоры);
2) после проявления потерь предварительного напряжения, происходящих до обжатия бетона;
3) после проявления всех потерь предварительного напряжения;

$\sigma_{п}$ — потери предварительного напряжения в арматуре $F_{н}$ и $F'_{н}$:
1) происходящие до окончания обжатия бетона;
2) происходящие после окончания обжатия бетона;
3) суммарные (все потери);
4) величина снижения предварительного напряжения в арматуре сжатой зоны при проверке прочности элемента в стадии предварительного обжатия и достижения бетоном условного расчетного сопротивления сжатию;

$\sigma_{н}$ и $\sigma'_{н}$ — предварительные напряжения соответственно в арматуре $F_{н}$ и $F'_{н}$ по окончании обжатия бетона ($\sigma_{н} = \sigma_{0} - n\sigma_{б}$; $\sigma'_{н} = \sigma'_{0} - n\sigma'_{б}$):
1) до проявления потерь (является контролируемым напряжением при натяжении арматуры на бетон);
2) после проявления потерь предварительного напряжения, происходящих до обжатия бетона;
3) после проявления всех потерь предварительного напряжения (установившееся напряжение);

$\sigma_{а}$ и $\sigma'_{а}$ — напряжения соответственно в ненапрягаемой арматуре $F_{а}$ и $F'_{а}$, вызванные усадкой и ползучестью бетона в момент достижения им нулевого напряжения, которые возникают в бетоне, на уровне той же арматуры от обжатия и внешних фактических или условных сил;

$\sigma'_{с}$ — напряжение в арматуре $F'_{н}$ в предельном состоянии элемента при разрушении бетона от сжатия, учитываемое при проверке прочности;

$\sigma_{б}$ — предварительное напряжение бетона в произ-

вольном волокне нормального сечения элемента по окончании его обжатия:

1) до проявления потерь предварительного напряжения;
2) после проявления потерь, происходящих до обжатия бетона;
3) после проявления всех потерь (установившееся напряжение).

Жесткость

$B_{1\,кр}$ и B_1 — жесткости предварительно напряженного элемента до погашения внешней нагрузкой предварительного обжатия бетона на растягиваемой грани сечения, соответственно при кратковременном и длительном действии нагрузки;

$B_{0\,кр}$ и B_0 — жесткости предварительно напряженного элемента, работающего в стадии эксплуатации без трещин в бетоне растянутой зоны соответственно при кратковременном и длительном действии нагрузки;

$B_{кр}$ и B — жесткости предварительно напряженного элемента, работающего в стадии эксплуатации с трещинами в бетоне растянутой зоны, соответственно при кратковременном и длительном действии нагрузки.

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства	Строительные нормы	СН 10-57
	Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций	

I. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ, ОПРЕДЕЛЕНИЕ И ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Настоящая инструкция распространяется на проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций и элементов всех зданий и сооружений, за исключением железнодорожных и автодорожных мостов, гидротехнических сооружений, тепловых агрегатов или конструкций, работающих в условиях температуры выше 100°, а также специальных сооружений, проектирование которых должно производиться по другим нормативным документам.

При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций, помимо настоящей инструкции, необходимо учитывать требования, перечисленные в пп. 2—6, 10, 12, 14—16, 25—28, 34, 37—41, 47, 48, 50, 64, 130—133, 140—155 и 169—175 „Норм и технических условий проектирования бетонных и железобетонных конструкций" (НиТУ 123-55), а также требования пунктов тех же НиТУ, на которые приведены ссылки в отдельных параграфах настоящей инструкции.

Внесены Академией строительства и архитектуры СССР (НИИЖБ) и Главстройпроектом (Гипротис)	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 14 октября 1957 г.	Срок введения 1 января 1958 г.

Примечания. 1. Настоящая инструкция не распространяется на проектирование предварительно напряженных конструкций из ячеистых и специальных видов бетона.

2. Проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций, возводимых в сейсмических районах, должно вестись с учетом требований „Норм и правил строительства в сейсмических районах" (СН 8-57).

2. Железобетонными предварительно напряженными называются такие конструкции, детали, изделия и элементы [1], в которых предварительно, т. е. в процессе изготовления, искусственно создаются собственные напряжения сжатия всего или части бетона при растяжении всей или части арматуры.

3. Предварительное напряжение железобетонных конструкций производится в целях:

а) снижения расхода стали за счет использования арматуры высокой прочности;

б) увеличения сопротивления конструкций образованию трещин в бетоне и ограничения их раскрытия;

в) повышения жесткости конструкций;

г) обжатия стыков элементов сборных конструкций;

д) повышения выносливости конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющихся нагрузок;

е) уменьшения расхода бетона и снижения веса конструкций.

4. Предварительно напряженные железобетонные конструкции могут быть сборными, сборно-монолитными и монолитными.

Сборно-монолитные железобетонные конструкции состоят из сборных предварительно напряженных элементов, работающих совместно с бетоном, дополнительно укладываемым на месте службы конструкции, с установкой дополнительной арматуры или без нее.

5. Предварительно напряженную арматуру следует преимущественно применять:

а) в виде непрерывной обмотки в плитных и линейных изделиях массового применения, а также в напорных трубах, цилиндрических резервуарах и т. п.;

б) в виде арматурных пучков и прядей в длинномерных и неразрезных конструкциях типа балок, ферм, плит, оболочек и т. п.;

---

[1] В дальнейшем словом „конструкция" имеется в виду называть не только собственно конструкцию, но и деталь, изделие и элемент.

в) в виде отдельных проволок, проволочных пакетов и прядей при стендовой технологии производства линейных и плитных конструкций малого и среднего пролета типа шпал, балок перекрытий и покрытий и т. п.;

г) в виде горячекатаной стержневой арматуры или катанки из низколегированной стали при поточно-конвейерной и агрегатно-поточной технологии производства настилов, панелей перекрытий и т. п., и при стендовой технологии изготовления линейных и плитных конструкций — подкрановых балок, балок покрытий, элементов перекрытий, покрытий, мачт, шпал и т. п.

II. МАТЕРИАЛЫ

БЕТОН

6. Бетон для предварительно напряженных железобетонных конструкций должен применяться:

а) тяжелый — объемным весом 1 800 *кг/м*^{3} и более, марок — 200; 300; 400; 500 и 600;

б) легкий — объемным весом менее 1 800 *кг/м*^{3}, марок — 100; 150 и 200.

Бетон более низких марок (тяжелый марок 100 и 150 и легкий — 50 и 75) может быть допущен к применению только при соответствующем обосновании и учете указаний п. 8.

7. Марку бетона центрифугированных элементов определяют по пределу прочности при сжатии малых кубиков или кольцевых образцов, изготовленных тем же способом. Для железобетонных элементов с толщиной стенки более 6 *см* размеры кубиков принимают $7 \times 7 \times 7$ *см*, а для элементов с толщиной стенки менее 6 *см* — $5 \times 5 \times 5$ *см*. Кольцевые образцы (полые цилиндры) принимаются следующих размеров: наружный диаметр $d = 25$ *см*, высота $h = 20$ *см*, толщина стенки $\delta = 2{,}5$ *см*.

Прочность бетона, полученная по результатам испытания кольцевых образцов на сжатие, принимают равной нормативной призменной прочности, по которой и определяют марку бетона.

8. Марки бетона для предварительно напряженных конструкций и предел прочности бетона на сжатие (кубиковая прочность) при его обжатии принимают по табл. 1.

Таблица 1

Марки бетона для предварительно напряженных железобетонных конструкций и предел прочности бетона на сжатие (кубиковая прочность) при его обжатии в *кг/см²*

№ п/п	Вид конструкций	Марка бетона не ниже	Кубиковая прочность бетона на сжатие в *кг/см²* при его обжатии не ниже
1	2	3	4
1	Большепролетные конструкции, собственный вес которых составляет значительную часть расчетной нагрузки, рекомендуется:		
	а) тяжелый бетон	400	*
	б) легкий бетон	200	*
2	Конструкции, работающие:		
	а) на открытом воздухе при многократно повторяющейся нагрузке, рекомендуется	300	*
	б) то же, в помещении	200	*
3	Конструкции из тяжелого бетона, армированные:		
	а) холоднотянутой гладкой стальной проволокой с анкерами	300	200**
	б) холоднотянутой стальной проволокой периодического профиля по ГОСТ 8480-57 диаметром:		
	2,5—5 *мм*	300**	200**
	6 *мм* и более	400**	300**
	в) витой круглой проволокой диаметром 2,5—3 *мм*	400**	250**
	г) круглой проволокой, обработанной механическим способом (протяжка через устройства с карборундовой крошкой, правильные станки, образующие риски, насечки и т. п.), либо химическим способом (травление в ваннах и т. п.)	400**	350**
	д) горячекатаной арматурой периодического профиля диаметром более 20 *мм*		

Продолжение табл. 1

№ п.п	Вид конструкций	Марка бетона не ниже.	Кубиковая прочность бетона на сжатие в *кг/см²* при его обжатии не ниже
1	2	3	4
	или холодносплющенной арматурой диаметром 16—32 *мм*	300	200
4	Конструкции из тяжелого и легкого бетона, в котором располагается горячекатаная арматура периодического профиля диаметром до 20 *мм* или холодносплющенная арматура диаметром 6—14 *мм*	200***	140***
5	Конструкции из легкого бетона, в котором напрягаемая арматура не располагается и защищена от него слоем тяжелого бетона или раствора не менее 15 *мм*	50	50
6	Железобетонные торцовые шайбы под анкерами; бетон анкерных стаканов, в которых заделываются загибаемые крюками концы проволок	600	500
7	Монолитные конструкции резервуаров, силосов и труб	150	100
8	Дополнительно укладываемый тяжелый бетон сборно-монолитных массивных конструкций	100	—
9	Ненапрягаемый тяжелый бетон сборных конструкций, армированных предварительно напряженными элементами	100	—

* Кубиковую прочность бетона при его обжатии для этих случаев принимают в зависимости от вида напрягаемой арматуры.

** Марка бетона и прочность бетона при его обжатии указаны для конструкций, работающих при статической нагрузке; при многократно повторяющейся нагрузке указанные марка бетона и прочность бетона при его обжатии должны быть увеличены на 20—25%.

*** В конструкциях из легкого бетона с горячекатаной арматурой периодического профиля с нормативным сопротивлением до 4 000 *кг/см²* и диаметром до 20 *мм*, натягиваемой до напряжений не более 3 500 *кг/см²*, допускается применять бетон марки 150; при этом прочность бетона при его обжатии должна быть не менее 120 *кг/см²*.

9. Раствор для защитного слоя арматуры, заделки рабочих швов, пазов, гнезд и т. п. должен приниматься марки не ниже 150, а раствор или цементное тесто для инъекции каналов — не ниже 200.

АРМАТУРА

10. Для предварительно напряженных железобетонных конструкций могут применяться следующие виды арматуры.

I. Арматура, подвергаемая предварительному напряжению:

а) проволока стальная круглая углеродистая холоднотянутая (ГОСТ 7348-55);

б) проволока стальная холоднотянутая высокопрочная периодического профиля (ГОСТ 8480-57);

в) проволока стальная низкоуглеродистая холоднотянутая (ГОСТ 6727-53);

г) горячекатаная сталь периодического профиля низколегированная марок 30 Х Г2С * и 25Г2С * (ГОСТ 5058-57, сортамент по ГОСТ 7314-55) и углеродистая марки Ст. 5 ** (ГОСТ 380-57, сортамент по ГОСТ 5781-53);

д) горячекатаная сталь периодического профиля, подвергнутая упрочнению вытяжкой с контролем напряжений и удлинений:

при марке 25Г2С — вытяжка до 5 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 3,5%;

при марке Ст. 5** — вытяжка до 4 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 5,5%;

е) горячекатаная сталь периодического профиля, подвергнутая упрочнению вытяжкой с контролем удлинений (без контроля напряжений):

при марке 25Г2С — вытяжка на 3,5%;

при марке Ст. 5 — вытяжка на 5,5%;

ж) холодносплющенная сталь периодического профиля марок Ст. 5, Ст. 3 и Ст. 0 (ГОСТ 6234-52).

II. Арматура, не подвергаемая предварительному напряжению — по указаниям пп. 8, 22 и 23 НиТУ 123-55, а также сталь марки Ст. 5, подвергнутая упрочнению вытяжкой согласно указаниям п. 10 „д“ и „е“ настоящей инструкции.

11. В качестве арматуры, подвергаемой предварительному напряжению, следует преимущественно применять:

а) проволоку высокопрочную холоднотянутую круглую и периодического профиля диаметром от 2,5 до 8 *мм* с пределом прочности более 10 000 *кг/см²*; при этом круглая проволока без профилировки, свивки или обработки поверхности

---

* Маркировка низколегированных сталей принята по новому ГОСТ 5058-57. Сталь марки 25Г2С соответствует ранее именовавшейся 25ГС, а сталь марки 30ХГ2С — ранее именовавшейся 30ХГС.

** Для указанной в настоящей инструкции арматуры из стали марки Ст. 5, Ст. 3 и Ст. 0 могут применяться стали следующих марок по новому ГОСТ 380-57:
для Ст. 5 — БСт. 5 и Ст. 5;
для Ст. 3 — БСт. 3кп, БСт. 3, Ст. 3кп и Ст. 3;
для Ст. 0 — БСт. 0 и Ст. 0.

(см. табл. 1 п. 3 „в" и „г"), или без применения анкеровки к использованию в качестве напрягаемой арматуры не допускается;

б) горячекатаную сталь периодического профиля марки 30ХГ2С диаметром от 10 до 32 *мм*;

в) горячекатаную сталь периодического профиля марок 25Г2С и Ст. 5, подвергнутую упрочнению вытяжкой с контролем и без контроля напряжений.

Примечание. Применение упрочненной вытяжкой арматуры для конструкций, работающих на многократно повторяющуюся нагрузку, не рекомендуется; при соответствующем техническом обосновании может быть допущена к применению арматура из стали марки 25Г2С, вытянутая менее чем на 3,5%, и из стали марки Ст. 5 — менее чем на 5,5% при соответствующем снижении нормативных и условных расчетных сопротивлений.

При отсутствии указанной выше арматуры разрешается также применять горячекатаную сталь периодического профиля марки 25Г2С диаметром от 6 до 40 *мм* и Ст. 5 диаметром от 10 до 90 *мм*.

Примечание. Применение предварительно напряженной арматуры из горячекатаной стали периодического профиля и круглой из стали марки Ст. 5, холодносплющенной или круглой из стали марки Ст. 3, а также из холоднотянутой низкоуглеродистой проволоки разрешается только при обосновании нецелесообразности применения более эффективных видов арматуры.

III. НОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

БЕТОН

12. Нормативные сопротивления (пределы прочности) бетона должны приниматься по табл. 2.

Нормативные сопротивления бетона в *кг/см²* Таблица 2

№ п/п	Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Нормативные сопротивления бетона в *кг/см²* при марке бетона								
			50	75	100	150	200	300	400	500	600
1	Сжатие осевое (призменная прочность)	$R^{н}_{пр}$	40	60	80	115	145	210	280	350	420
2	Сжатие при изгибе	$R^{н}_{и}$	50	75	100	140	180	260	350	440	520
3	Растяжение . . .	$R^{н}_{р}$	6	8	10	13	16	21	25	28	30

Примечание. Нормативные сопротивления растяжению бетонов на глиноземистом цементе принимаются по табл. 2 с коэффициентом 0,7.

13. Нормативные модули упругости бетона при сжатии $E^{н}_{б}$ должны приниматься по п. 26 НиТУ 123-55.

АРМАТУРА

14. Нормативные сопротивления арматуры $R^{н}_{н}$ и $R^{н}_{а}$ должны приниматься по табл. 3 и 3а.

Таблица 3

Нормативные сопротивления арматуры $R^{н}_{н}$ в *кг/см²*

№ п/п	Вид арматуры	Нормативные сопротивления арматуры в *кг/см²* при диаметре проволоки в *мм*						
		2,5	3	4	5	6	7	8
	Проволока стальная высокопрочная холоднотянутая							
1	Круглая углеродистая по ГОСТ 7348-55	20 000	19 000	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000
2	Периодического профиля углеродистая по ГОСТ 8480-57	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000	13 000	12 000

Примечание. Арматура, указанная в настоящей таблице, называется твердой и ее нормативное сопротивление принято равным браковочному минимуму предела прочности.

Таблица 3а

Нормативные сопротивления арматуры $R^{н}_{н}$ и $R^{н}_{а}$ в *кг/см²*

№ п/п	Вид арматуры	Нормативные сопротивления арматуры в *кг/см²*
	I. Горячекатаная периодического профиля	
1	Сталь марки 30ХГ2С	6 000
2	Сталь марки 25Г2С	4 000
3	Сталь марки Ст. 5	2 800
4	Сталь марки 25Г2С, упрочненная вытяжкой до 5 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 3,5% .	5 500
5	Сталь марки Ст. 5, упрочненная вытяжкой до 4 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 5,5% .	4 500
6	Сталь марки 25Г2С, подвергнутая вытяжке на 3,5% без контроля напряжения	5 500
7	Сталь марки Ст. 5, подвергнутая вытяжке на 5,5% без контроля напряжения	4 500
	II. Холодосплющенная периодического профиля	
8	Сталь марки Ст. 5	6 000
9	Сталь марки Ст. 3 и Ст. 0	4 500
	III. Проволока стальная низкоуглеродистая холоднотянутая по ГОСТ 6727-53	
10	Проволока диаметром от 3 до 5,5 *мм*	5 500
11	Проволока диаметром от 6 до 10 *мм*	4 500

Продолжение табл. 3а

№ п/п	Вид арматуры	Нормативные сопротивления арматуры в *кг/см²*
	IV. Горячекатаная круглая, полосовая и фасонная	
12	Сталь марки Ст. 3	2 400
13	Сталь марки Ст. 0	1 900
	V. Горячекатаная круглая, упрочненная вытяжкой	
14	Сталь марки Ст. 3	2 800
15	Сталь марки Ст. 0	2 400

Примечания. 1. Арматура, указанная в пп. 1—7 и 12—15, называется мягкой и ее нормативное сопротивление принято равным браковочному минимуму предела текучести при растяжении либо напряжению при вытяжке; арматура, указанная в пп. 8—11, называется твердой и ее нормативное сопротивление принято равным браковочному минимуму предела прочности.

2. Приведенные в табл. 3а нормативные сопротивления для стали марок Ст. 3 и Ст. 5 относятся к арматуре диаметром до 40 *мм*. Значения нормативных сопротивлений при диаметре арматуры более 40 *мм* принимаются: для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст. 5 — 2 700 *кг/см²*; для горячекатаной круглой арматуры из стали марки Ст. 3 — по специальным техническим условиям.

15. Расчетный (нормативный) модуль упругости $E_а$ ($E^н_а$) при определении геометрических характеристик приведенного сечения элемента принимают (в *кг/см²*):

для горячекатаной арматуры из стали марки Ст. 5; Ст. 3; Ст. 0	2 100 000
то же, из стали марки 30ХГ2С и 25Г2С . . .	2 000 000
для холоднотянутой круглой и периодического профиля проволоки, пучков из холоднотянутой проволоки и для холодносплющенной арматуры .	1 800 000
для канатов, тросов и прядей	1 700 000

IV. УСЛОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

16. Условные расчетные сопротивления бетона и арматуры определяются как произведение нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности и коэффициенты условий работы бетона и арматуры с округлением (см. приложение 6).

17. Условные расчетные сопротивления бетона (пределы прочности) должны приниматься по табл. 4.

Таблица 4

Условные расчетные сопротивления (пределы прочности) бетона в *кг/см²*

№ п/п	Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Условные расчетные сопротивления бетона в *кг/см²* при марке бетона								
				50	75	100	150	200	300	400	500	600
1	Сжатие осевое (призменная прочность), за исключением случаев проверки предварительного обжатия бетона сборных элементов (см. п. 2) . . .	$R_{пру}$	А	24	36	48	70	90	140	190	230	270
			Б	22	33	44	65	80	130	170	210	250
2	Сжатие осевое (призменная прочность) при проверке предварительного обжатия бетона сборных элементов . .	$R_{пру}$	А	29	43	58	83	105	165	220	270	330
			Б	26	40	53	76	96	150	200	250	300
3	Сжатие при изгибе, за исключением случаев проверки предварительного обжатия бетона сборных элементов (см. п. 4) . . .	$R_{иу}$	А	30	45	60	85	110	170	230	280	330
			Б	27	41	55	80	100	160	210	260	310
4	Сжатие при изгибе при проверке предварительного обжатия бетона сборных элементов . . .	$R_{иу}$	А	35	55	70	100	130	200	275	340	400
			Б	33	50	65	93	120	190	250	315	375
5	Растяжение	$R_{ру}$	А и Б	4	5	6,5	8	10	15	18	20	21

Примечания. 1. Значения условных расчетных сопротивлений при растяжении бетонов на глиноземистом цементе принимаются по табл. 4 с коэффициентом 0,7.

2. Значения условных расчетных сопротивлений, указанные в строке А, принимаются для бетонов, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах, оборудованных механизмами для автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих бетона (вяжущего, фракции заполнителя, воды и добавок), при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии. В остальных случаях значения условных расчетных сопротивлений бетона принимаются по строке Б.

3. При установлении марок бетона по растяжению и систематическом контроле прочности и однородности бетона при растяжении значения условных расчетных сопротивлений бетона при растяжении, приведенные в пп. 5 табл. 4, повышаются на 10%.

4. При расчете изгибаемых элементов сборных конструкций с уче-

том коэффициента условий работы $m = 1{,}1$ значения условных расчетных сопротивлений бетона должны во всех случаях приниматься по строке Б табл. 4.

18. Условные расчетные сопротивления бетона при расчетах на выносливость должны приниматься по табл. 5, если характеристика амплитуды цикла нагрузки $\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ не превышает 0,1, где σ_{min} и σ_{max} — наименьшее и наибольшее значения сжимающих напряжений, определяемых от нагрузок основного сочетания.

Таблица 5

Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость в *кг/см²* при $\rho \leqslant 0{,}1$

№ п.п	Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость в *кг/см²* при марке бетона				
				200	300	400	500	600
1	Сжатие осевое (призменная прочность)	$R'_{пру}$	А	65	100	135	170	205
			Б	60	95	130	160	190
2	Сжатие при изгибе	$R'_{иу}$	А	80	125	170	215	260
			Б	75	115	160	205	245
3	Растяжение . .	$R'_{ру}$	А и Б	8,5	11,5	14	15	16

При величинах $0{,}1 < \rho < 0{,}7$ условные расчетные сопротивления бетона должны приниматься по табл. 5 с умножением их на коэффициенты $k_р$ по табл. 6. При величинах $\rho > 0{,}7$ расчет элементов на выносливость бетона сжатой зоны не производится.

Таблица 6

Коэффициенты $k_р$ при $0{,}1 < \rho < 0{,}7$

$\rho =$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$k_р =$	1,05	1,1	1,15	1,2	1,25	1,3

Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость с учетом коэффициентов $k_р$ по табл. 6 не должны превышать соответствующих условных расчетных сопротивлений бетона на прочность по табл. 4.

АРМАТУРА

19. Условные расчетные сопротивления арматуры $R_{иу}$ и $R_{ау}$ должны приниматься по табл. 7 и 7а,

Таблица 7

Условные расчетные сопротивления арматуры $R_{ну}$ в кг/см²

№ п/п	Вид арматуры	Условия работы арматуры	Условные расчетные сопротивления арматуры в кг/см² при диаметре проволоки в мм						
			2,5	3	4	5	6	7	8
		Проволока стальная высокопрочная холоднотянутая							
1	Круглая углеродистая по ГОСТ 7348-55	а) Растянутая продольная арматура и растянутая поперечная арматура при расчете на изгиб по косому сечению, за исключением случая, оговоренного в примечании $R_{ну} = k_а m_н R^н_н$	11 200	10 600	10 100	9 500	9 000	8 400	7 800
		б) Растянутая поперечная арматура при расчете по поперечной силе $R_{ну} = k_а m_н m_{нн} R^н_н$	7 800	7 400	7 100	6 700	6 300	5 900	5 500
		в) Сжатая арматура $R_{ну} = k_а m_н R^н_н$	3 600	3 600	3 600	3 600	3 600	3 600	3 600

Продолжение табл. 7

№ п/п	Вид арматуры	Условия работы арматуры	Условные расчетные сопротивления арматуры в кг/см² при диаметре проволоки в мм						
			2,5	3	4	5	6	7	8
2	Периодического профиля углеродистая по ГОСТ 8480-57	а) Растянутая продольная арматура и растянутая поперечная арматура при расчете на изгиб по косому сечению, за исключением случая, оговоренного в примечании $R_{ну} = k_а m_н R^н_н$	10 100	9 500	8 950	8 400	7 800	7 250	6 700
		б) Растянутая поперечная арматура при расчете по поперечной силе $R_{ну} = k_а m_н m_{нн} R^н_н$	7 050	6 700	6 300	5 900	5 500	5 100	4 700
		в) Сжатая арматура $R_{ну} = k_а m_н R^н_н$	3 600	3 600	3 600	3 600	3 600	3 600	3 600

Примечание. Для проволоки, отгибаемой на угол больше 30° вокруг штыря диаметром меньше $8d$, условные расчетные сопротивления при расчете на изгиб по косому сечению следует принимать по строке условных расчетных сопротивлений для растянутой поперечной арматуры при расчете по поперечной силе (т. е. по строкам 1б и 2б). Ослабление проволоки перегибом учитывается на участке $30d$ в каждую сторону от места перегиба, где d — диаметр проволоки.

Таблица 7а

Условные расчетные сопротивления арматуры $R_{ну}$ и $R_{ау}$ в кг/см²

№ п/п	Вид арматуры	Условные расчетные сопротивления в кг/см² для арматуры		
		растянутой продольной и растянутой поперечной при расчете на изгиб по косому сечению $R_{ну}=k_а m_н R^н_н$, $R_{ау}=k_а m_а R^н_а$	растянутой поперечной при расчете по поперечной силе $R_{ну}=k_а m_н m_{нн} R^н_н$, $R_{ау}=k_а m_а m_н R^н_а$	сжатой $R_{ну}=k_а m_н R^н_н$, $R_{ау}=k_а m_а R^н_а$
1	2	3	4	5
	I. Горячекатаная периодического профиля			
1	Сталь марки 30ХГ2С	5 100	4 100	3 600
2	Сталь марки 25Г2С	3 400	2 700	3 400
3	Сталь марки Ст. 5	2 400	1 900	2 400
4	Сталь марки 25Г2С, упрочненная вытяжкой до 5 500 кг/см², но при удлинении не более 3,5%	4 500	3 500	3 400
5	Сталь марки Ст. 5, упрочненная вытяжкой до 4 500 кг/см², но при удлинении не более 5,5%	3 700	3 000	2 400
6	Сталь марки 25Г2С, подвергнутая вытяжке на 3,5% без контроля напряжения	4 000	3 200	3 400
7	Сталь марки Ст. 5, подвергнутая вытяжке на 5,5% без контроля напряжения	3 250	2 600	2 400
	II. Холодносплющенная периодического профиля			
8	Сталь марки Ст. 5	3 150	2 500	3 150
9	Сталь марок Ст. 3 и Ст. 0 .	2 400	1 700	2 400
	III. Проволока стальная низкоуглеродистая холоднотянутая по ГОСТ 6727-53			
10	Проволока диаметром от 3 до 5,5 мм	3 150	2 200	3 150
11	Проволока диаметром от 6 до 10 мм	2 500	1 750	2 500

Продолжение табл. 7а

№ п/п	Вид арматуры	Условные расчетные сопротивления в $кг/см^2$ для арматуры		
		растянутой продольной и растянутой поперечной при расчете на изгиб по косому сечению $R_{ну}=k_а m_и R^н_н$ $R_{ау}=k_а m_а R^н_а$	растянутой поперечной при расчете по поперечной силе $R_{ну}=k_а m_н m_{нн} R^н_н$ $R_{ау}=k_а m_а m_н R^н_а$	сжатой $R_{ну}=k_а m_н R^н_н$ $R_{ау}=k_а m_а R^н_а$
1	2	3	4	5
	IV. Горячекатаная круглая, полосовая и фасонная			
12	Сталь марки Ст. 3	2 100	1 700	2 100
13	Сталь марки Ст. 0	1 700	1 350	1 700
	V. Горячекатаная круглая, упрочненная вытяжкой			
14	Сталь марки Ст. 3	2 500	2 000	2 100
15	Сталь марки Ст. 0	2 100	1 700	1 700

Примечания. 1. Значения условных расчетных сопротивлений арматуры округлены с отклонениями в среднем до 3%.

2. В конструкциях, включающих легкий бетон марки ниже 100, условное расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, располагаемой в легком бетоне, независимо от марки стали принимается как для горячекатаной арматуры из стали марки Ст. 0. Более высокие значения условных расчетных сопротивлений арматуры в легком бетоне разрешается принимать только, если это предусмотрено техническими условиями или специально обосновано.

3. Полное использование условного расчетного сопротивления ненапрягаемой арматуры из стали марки Ст. 3, упрочненной вытяжкой, допускается только для арматуры диаметром до 12 *мм* при применении ее в сварных каркасах и сварных сетках; в остальных случаях условное расчетное сопротивление этой арматуры принимается как для арматуры из стали марки Ст. 3, не подвергнутой упрочнению.

4. Приведенные в табл. 7а условные расчетные сопротивления для стали марки Ст. 3 и Ст. 5 относятся к арматуре диаметром до 40 *мм*. Значения условных расчетных сопротивлений при диаметре арматуры более 40 *мм* принимаются в соответствии с п. 16 и примечанием 2 к табл. 3а.

5. При применении арматуры из холоднотянутой ненапрягаемой проволоки для хомутов вязаных каркасов условное расчетное сопротивление этой арматуры принимается как для горячекатаной арматуры из стали марки Ст. 3.

V. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I. Общие указания

20. Несущая способность конструкций в расчетах по первому предельному состоянию определяется по прочности или устойчивости элементов конструкций на однократное действие нагрузки и по выносливости элементов конструкций на многократно повторяющиеся нагрузки. Расчет на выносливость производится по указаниям пп. 49—51 только для элементов конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки (подкрановые балки, эстакады, шпалы и т. п.).

Примечания. 1. Несущая способность элементов конструкций, работающих на воздействие многократно повторяющейся нагрузки и имеющих армирование в виде спиралей, сеток и колец, а также элементов, подвергаемых местному сжатию, определяется расчетом только на прочность.

2. Подкрановые балки, рассчитываемые на прочность при одновременной работе двух кранов, при проверке выносливости могут рассчитываться на нагрузку от одного крана. Балки с легким режимом работы кранов на выносливость не рассчитывают.

21. Расчет предварительно напряженных конструкций по несущей способности производят:

а) на воздействие расчетных нагрузок в сочетании с предварительным обжатием бетона;

б) на воздействие предварительного обжатия бетона.

Расчет по деформациям предусматривает определение прогиба от нормативной нагрузки, а в случае необходимости — выгиба от предварительного обжатия бетона. Расчет по деформациям может не производиться, если на основании практики проектирования или опытной проверки конструкций установлено, что их жесткость достаточна.

Расчет трещиностойкости и ширины раскрытия трещин производят для сечений нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

22. Расчет по несущей способности, деформациям, трещиностойкости и раскрытию трещин сборно-монолитных конструкций и их элементов производят:

а) до приобретения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности на воздействие транспортных и монтажных нагрузок, свежеуложенного бетона и т. п.;

б) после приобретения дополнительно уложенным бетоном заданной прочности, т. е. при его совместной работе с элементом, на воздействие нормативных (расчетных) нагрузок.

23. Предварительно напряженные конструкции подразделяются по степени опасности образования в них трещин на три категории трещиностойкости:

1-я категория — конструкции, к которым предъявляют требование непроницаемости (напорные трубы, резервуары и т. п.);

2-я категория — конструкции, к которым требование непроницаемости не предъявляют и которые находятся под воздействием хотя бы одного из следующих факторов:

а) агрессивной среды;

б) многократно повторяющейся нагрузки, а также в случаях, когда арматура конструкций полностью или частично изготовлена из высокопрочной холоднотянутой стальной проволоки с нормативным сопротивлением более 10 000 *кг/см*^{2};

3-я категория — конструкции, армированные горячекатаными стержнями или предварительно напряженными элементами либо холоднотянутой низкоуглеродистой проволокой (по ГОСТ 6727-53), к которым требования непроницаемости не предъявляют и которые не подвергаются воздействию факторов, указанных для конструкций 2-й категории; при этом предварительно напряженные элементы (бруски, доски и т. п.) сборных и сборно-монолитных конструкций 3-й категории, армированные высокопрочной холоднотянутой стальной проволокой с нормативным сопротивлением более 10 000 *кг/см*^{2}, относятся ко 2-й категории.

24. Конструкции 1-й категории рассчитывают на трещиностойкость во всех случаях их применения.

Конструкции 2-й категории рассчитывают на трещиностойкость, как правило, во всех случаях; допускается не производить расчет трещиностойкости для конструкций 2-й категории, не подвергающихся действию агрессивной среды и многократно повторяющейся нагрузки:

а) для наклонных сечений, армированных хомутами (поперечной арматурой) из горячекатаной стали или сварной арматурой из холоднотянутой проволоки;

б) для зоны нормальных сечений, армированной продольными горячекатаными стержнями или сварной арматурой из холоднотянутой проволоки и работающей при нормативной нагрузке на сжатие, а при воздействии предварительного обжатия, транспортировании или монтаже — на растяжение; при этом армирование рассматриваемой зоны нормальных сечений $\frac{F'_а}{F} 100$ или $\frac{F'_н}{F} 100$ должно быть не менее 0,05%.

Примечание. В конструкциях с напрягаемой арматурой из холоднотянутой проволоки без анкеров указания подпунктов „а" и „б" настоящего пункта не распространяются на концевые участки конструкции, равные длине анкеровки (см. п. 39).

Конструкции 3-й категории на трещиностойкость не рассчитывают.

Расчет ширины раскрытия трещин производят для конструкций 3-й категории и для отдельных частей сечения конструкций 2-й категории, указанных в подпунктах „а" и „б" настоящего пункта, лишь для случаев, когда требуется ограничение ширины раскрытия трещин.

25. Расчет трещиностойкости предварительно напряженных конструкций производят:

а) на расчетные нагрузки — конструкции 1-й категории;

б) на нормативные нагрузки (с учетом коэффициента динамичности) — конструкции 2-й категории;

в) на воздействие предварительного обжатия бетона с учетом монтажных нагрузок — конструкции 1-й и 2-й категорий.

Сборные предварительно напряженные конструкции и элементы сборно-монолитных конструкций 1-й и 2-й категорий, кроме того, при проверке образования трещин рассчитывают на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже, с учетом требований п. 43 НиТУ 123-55 и п. 40 настоящей инструкции.

В конструкциях, армированных предварительно напряженными элементами, расчет трещиностойкости производят в соответствии с указаниями п. 24 и настоящего пункта раздельно:

а) в бетоне, окружающем элементы и не подвергаемом предварительному напряжению;

б) в бетоне предварительно напряженных элементов.

26. Деформации предварительно напряженных конструкций 1-й и 2-й категорий трещиностойкости определяют как деформации сплошного тела с учетом работы сжатой и растянутой зон; при этом для конструкций из бетона одной марки в расчет вводят приведенное поперечное сечение с учетом арматуры, а для конструкций из бетона нескольких марок — приведенное поперечное сечение с учетом арматуры и прочности бетонов, входящих в сечение.

Деформации конструкций 3-й категории трещиностойкости определяют в соответствии с указаниями раздела IX настоящей инструкции и указаниями п. 45 НиТУ 123-55.

Прогибы предварительно напряженных конструкций не должны превосходить величин, указанных в п. 46 НиТУ 123-55. При этом наряду со строительным подъемом сле-

дует в необходимых случаях учитывать и выгиб от обжатия конструкций при предварительном их напряжении. Подъем в сумме с выгибом может быть назначен равным расчетному прогибу от постоянной нагрузки.

27. Расчет трещиностойкости сечений предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно сжатых или внецентренно растянутых элементов производят, исходя из следующих положений:

а) сечения сохраняются плоскими;

б) эпюра нормальных напряжений в растянутой зоне прямоугольная;

в) эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне треугольная и имеет такой наклон, что при продолжении ее в растянутую зону она отсекла бы на крайнем растянутом волокне отрезок, равный $2R_{ру}$ (рис 1—4);

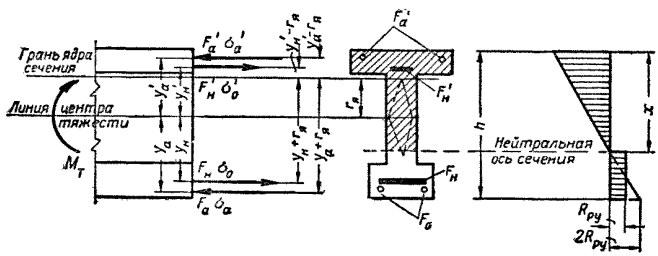


Рис. 1. Схема распределения напряжений и усилий предварительно напряженного железобетонного изгибаемого элемента при расчете трещиностойкости зоны, содержащей арматуру $F_н$ и $F_а$

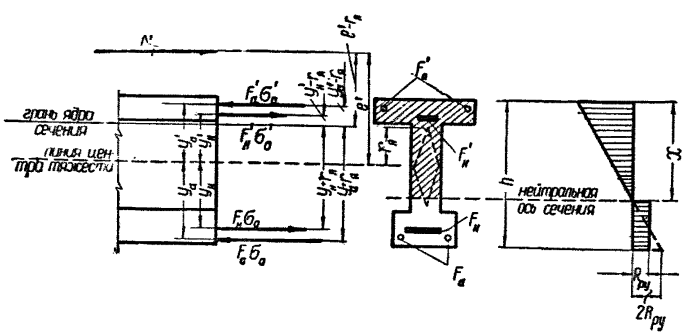


Рис. 2. Схема распределения напряжений и усилий предварительно напряженного железобетонного внецентренно сжатого элемента при расчете трещиностойкости зоны, содержащей арматуру $F_н$ и $F_а$

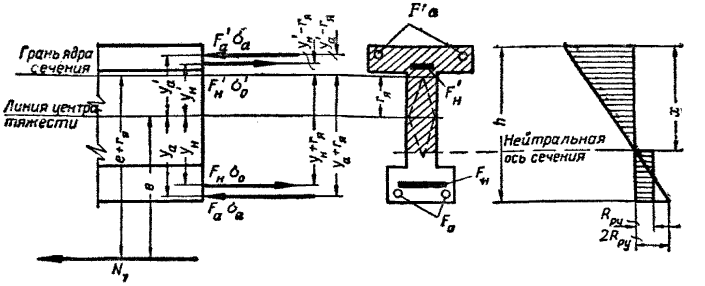


Рис. 3. Схема распределения напряжений и усилий предварительно напряженного внецентренно растянутого элемента при расчете трещиностойкости зоны, содержащей арматуру $F_н$ и $F_а$

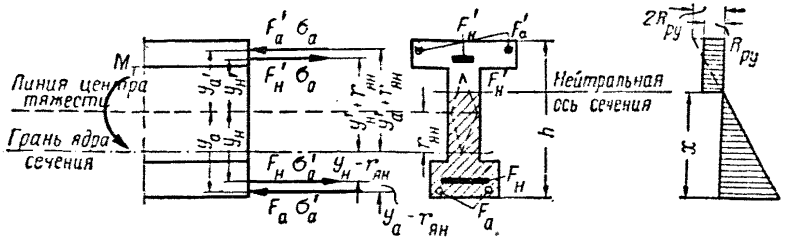


Рис. 4. Схема распределения напряжений и усилий предварительно напряженного железобетонного изгибаемого элемента при расчете трещиностойкости зоны, содержащей арматуру $F'_н$ и $F'_а$

г) напряжения бетона в растянутой зоне равны условному расчетному сопротивлению бетона при растяжении $R_{ру}$.

Расчет трещиностойкости элементов, работающих на центральное растяжение, производят с учетом подпунктов „а", „б" и „г" настоящего пункта.

Примечание. Для элементов и конструкций, в которых до предварительного напряжения могут образоваться трещины, а также для стыковых сечений составных и блочных конструкций прочность бетона на растяжение при расчете трещиностойкости не учитывают.

28. При расчетах конструкций и назначении контролируемого напряжения следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры.

Значения потерь принимают по табл. 8, а при наличии специальных опытных данных по результатам опытов. Во всяком случае величину потерь должны принимать не менее 1 000 *кг/см*^{2}.

Для напорных труб, резервуаров, свай и других конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности, величины потерь предварительного напряжения от усадки и ползу-

чести бетона, указанные в табл. 8, допускается снижать на 50%.

Для составных (блочных) конструкций, собираемых из элементов длиной 6 *м* и более без заливки швов и стягиваемых предварительно напряженной арматурой, величину потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона принимают как для конструкций с арматурой, натягиваемой на упоры. При длине блоков менее 6 *м* потери должны быть повышены.

При натяжении арматуры на упоры учитывают потери (табл. 8), происходящие:

до обжатия бетона — от релаксации напряжений стали, деформации анкеров и температурного перепада (см. п. 3, 4 и 7);

после обжатия бетона — от усадки и ползучести бетона и многократно повторяющейся нагрузки (см. п. 1, 2 и 8).

Таблица 8

Потери предварительного напряжения арматуры в *кг/см²*

№ п/п	Наименование факторов, вызывающих потерю предварительного напряжения	Величина потерь в *кг см²* при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
1	2	3	4
1	Усадка тяжелого бетона (см. примечание 1)	400	300
2	Ползучесть тяжелого бетона (см. примечание 1)	$\frac{kE_a R}{E_б^н R'}\left[\sigma_б + 3R'\left(\frac{\sigma_б}{R'} - 0{,}5\right)\right]$ (см. примечание 2)	$\frac{0{,}75kE_a R}{E_б^н R'}\left[\sigma_б + 3R'\left(\frac{\sigma_б}{R'} - 0{,}5\right)\right]$
3	Релаксация напряжений в холоднотянутой проволоке	$0{,}05\,\sigma_0 + 0{,}2\,(\sigma_0 - 0{,}65\,R_н^н)$ $0{,}05\,\sigma'_0 + 0{,}2\,(\sigma'_0 - 0{,}65\,R_н^н)$ (см. примечание 3)	
3а	То же, в горячекатаной арматуре	0	

№ п/п	Наименование факторов, вызывающих потерю предварительного напряжения	Величина потерь в *кг/см²* при натяжении арматуры	
		на упоры	на бетон
1	2	3	4
4	Деформация анкеров (обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента), равная $\lambda_1 = 1$ *мм* на каждый анкер, и деформация анкеров стаканного типа или колодок с пробками для пучковой арматуры или анкерных гаек и захватов для стержневой арматуры, равная $\lambda_2 = 1$ *мм* на каждый анкер или захват	$(\lambda_1 + \lambda_2)\frac{E_a}{l}$, где l — длина натягиваемого пучка или стержня в *мм* (см. примечание 4)	
5	Трение пучков, прядей или стержней арматуры о стенки каналов на прямолинейных и криволинейных участках	—	$\sigma_н\left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$ (определяется по приложению 4)
6	Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры при диаметре конструкции $\leqslant 3$ *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 Δt в град. — разность между температурой арматуры и упорами, воспринимающими усилия натяжения	—
8	Воздействие многократно повторяющейся нагрузки (учитывают только при расчете на выносливость)	$600\frac{\sigma_б}{R'_{бу}}$ (см. примечание 5)	

Примечания. 1. Величину потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести легкого бетона принимают по опытным данным.

2. Величину напряжений $\sigma_б$ определяют по п. 36, „б" до проявления потерь, происходящих после обжатия бетона; при этом в необходимых случаях допускается учитывать собственный вес элемента и те нагрузки, которые действуют при обжатии бетона и остаются при эксплуатации элемента.

Значения в круглых скобках учитываются только при $\sigma_б > 0{,}5R'$.

Значение $k = 1$ при применении арматуры из холоднотянутой проволоки; $k = 0{,}8$ при применении арматуры из горячекатаной стали.

3. Значения в круглых скобках учитываются только при $\sigma_0 > 0{,}65R^н_н$ и при $\sigma'_0 > 0{,}65\,R^н_н$.

Значения σ_0 и σ'_0 принимают по п. 29.

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

5. В формуле п. 8 $\sigma_б$ — установившееся напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры растянутой зоны, определяемое по п. 38 до проявления потерь от многократно-повторяющейся нагрузки; $R'_{бу}$ — условное расчетное сопротивление бетона на выносливость, принимаемое по табл. 5 в зависимости от вида напряженного состояния.

При натяжении арматуры на бетон учитывают потери по табл. 8, происходящие:

до обжатия бетона — от деформации анкеров и трения арматуры о стенки канала (см. п. 4 и 5);

после обжатия бетона — от усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений стали, смятия бетона под витками арматуры и многократно повторяющейся нагрузки (см. п. 1, 2, 3, 6 и 8).

29. Величина напряжения арматуры σ_0 и σ'_0, как правило, должна быть:

для твердых сталей $\sigma_0 \leqslant 0{,}65\,R^н_н$ и $\sigma'_0 \leqslant 0{,}65\,R^н_н$ ..... (1)

но не менее $0{,}4\,R^н_н$;

для мягких сталей $\sigma_0 \leqslant 0{,}9\,R^н_н$ и $\sigma'_0 \leqslant 0{,}9\,R^н_н$ ..... (2)

Величина наибольшего напряжения арматуры σ_0 и σ'_0 может быть повышена:

для твердых сталей до $\sigma_0 = 0{,}75\,R^н_н$ и $\sigma'_0 = 0{,}75\,R^н_н$ ..... (1′)

для мягких сталей до $\sigma_0 = R^н_н$ и $\sigma'_0 = R^н_н$ ..... (2′)

в следующих случаях:

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

в напорных трубах;

при временной перетяжке арматуры с целью получения постоянного модуля упругости арматуры, компенсации потерь от релаксации напряжений или неодновременного натяжения арматуры, либо трения арматуры о стенки каналов и поверхность бетона, а также от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами, воспринимающими усилия ее натяжения.

Примечание. При применении холоднотянутой арматуры с анкерами в виде колец и штырей (см. приложение 7) предварительное напряжение не должно превышать $0{,}7\,R_н^н$.

30. При натяжении арматуры термическим способом максимальная величина температуры ее нагрева не должна превышать 300°; при подтверждении опытами температура нагрева горячекатаной арматуры может быть повышена.

31. При повторном натяжении арматуры на бетон в процессе изготовления и выдержки элементов величину потерь натяжения допускается снижать на разность натяжения, но не более чем на 50% потерь, принимаемых для элементов при отсутствии повторного натяжения.

32. При применении в элементе нескольких пучков или стержней арматуры, натягиваемых на бетон неодновременно, следует учитывать изменения (снижение или увеличение) напряжения в арматуре, натянутой ранее, вследствие упругого обжатия бетона усилиями пучков или стержней, натягиваемых позднее. Изменение напряжений в арматуре допускается учитывать различными способами, в том числе и по способу, указанному в приложении 5.

33. Величину напряжения в арматуре, контролируемого в процессе натяжения, принимают:

а) при натяжении на упоры — не более величин, указанных в п. 29;

б) при натяжении на бетон — равной $\sigma_н$ или $\sigma'_н$.

Значения $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ определяют до проявления потерь по формулам (5) или (6) п. 37.

2. Коэффициенты условий работы

34. Коэффициенты условий работы m при расчете конструкций по несущей способности принимают для предварительно напряженных железобетонных конструкций:

а) для изгибаемых элементов сборных конструкций, в которых образование трещин в растягиваемой зоне предшествует исчерпыванию несущей способности — по п. 54 II „а“ НиТУ 123-55;

б) для плит, армированных мягкой сталью, окаймленных по всему контуру,— по п. 54 II „в" НиТУ 123-55;

в) для малоармированных элементов, в которых с образованием трещин в растягиваемой зоне исчерпывается несущая способность вследствие достижения условного расчетного сопротивления арматуры растяжению (применение таких элементов не рекомендуется) и для сборных элементов напорных труб $m=0{,}9$;

г) для прочих элементов предварительно напряженных конструкций, за исключением случаев, предусмотренных п. 54 II „б" НиТУ 123-55 и специальными техническими условиями $m=1$.

35. Коэффициент точности предварительного напряжения арматуры принимают:

при расчете несущей способности и жесткости, а также при проверке трещиностойкости в момент предварительного обжатия бетона, транспортировании и монтаже элемента $m_т=1$;

при расчете трещиностойкости в стадии эксплуатации — $m_т=0{,}9$.

VI. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ И АРМАТУРЕ

36. Напряжения в сечениях, нормальных к оси элемента, определяют следующим образом:

а) рассматривают приведенное сечение, в состав которого вводят полное сечение бетона с учетом ослабления его каналами, пазами и т. п., а также площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры (если она $>0{,}008F$), умноженной на отношение модулей упругости арматуры и бетона. При этом, если части бетонного сечения выполнены из бетонов разной прочности, их также приводят к бетону одной прочности, исходя из отношения их модулей упругости на сжатие;

б) напряжения в бетоне $\sigma_б$, используемые при оценке потерь от ползучести (см. примечание 2 табл. 8) или в иных случаях, определяют независимо от того, производится ли натяжение арматуры на упоры или на затвердевший бетон, по формулам сопротивления упругих материалов; при этом равнодействующую усилий во всей напрягаемой и ненапрягаемой верхней и нижней арматуре (рис. 5) рассматривают как внешнюю силу, обжимающую, в общем случае внецентренно, полное приведенное сечение; при этом равнодействующую усилий определяют по формуле

$$N_0=F_н\sigma_0+F'_н\sigma'_0-F_а\sigma_а-F'_а\sigma'_а, \qquad (3)$$

а ее эксцентрицитет относительно центра тяжести приведенного сечения по формуле

$$e_0 = \frac{F_н\sigma_0(y_н + y'_н) + F'_а\,\sigma'_а(y'_а - y'_н) - F_а\sigma_а(y_а + y'_н)}{N_0} - y'_н, \qquad (4)$$

где $y_н$, $y'_н$ и $y_а$, $y'_а$ — соответственно расстояния от центра тяжести приведенного сечения до усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре (рис. 5); σ_0 и σ'_0 — напряжения в арматуре, принимаемые в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента, условий натяжения арматуры, величины потерь и коэффициента точности натяжения $m_т$ (см. пп. 28 и 35).

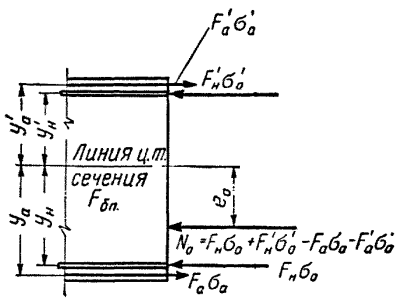


Рис. 5. Схема распределения усилий в арматуре предварительно напряженного элемента

Примечания. 1. При оценке потерь от ползучести бетона значение $\sigma_б$ определяют на уровне центра тяжести всей продольной арматуры, а напряжения $\sigma_а$ и $\sigma'_а$ принимают равными нулю.

2. При криволинейном расположении напрягаемой арматуры значения σ_0 и σ'_0 в формулах (3) и (4) соответственно умножают на $\cos\alpha$ и $\cos\alpha'$, где α и α' углы наклона напрягаемой арматуры к продольной оси элемента.

37. Величины напряжений в верхней и нижней напрягаемой арматуре, контролируемые при натяжении арматуры на затвердевший бетон, определяют по формулам

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0 y_н}{J_{бп}}\right); \qquad (5)$$

$$\sigma'_н = \sigma'_0 - n\left(\frac{N_0}{F_{бп}} - \frac{N_0 e_0 y'_н}{J_{бп}}\right). \qquad (6)$$

В формулах (5) и (6) σ_0 и σ'_0 принимают до проявления потерь; N_0 определяют после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона.

38. Величины установившихся напряжений в бетоне и арматуре после проявления всех потерь, используемые при вычислении главных напряжений в бетоне, проверке выносливости элемента и при подсчете потерь напряжения от

действия многократно повторяющейся нагрузки, определяют по формулам

$$\sigma_б = \frac{N_o}{F_{бп}} \pm \frac{N_o e_o}{J_{бп}} y, \tag{7}$$

$$\sigma_н = \sigma_o - n\sigma_б, \tag{8}$$

где

$$n = \frac{E_a}{E_б^н}, \tag{9}$$

значения N_o и e_o определяют соответственно по формулам (3) и (4).

39. Для предварительно напряженных железобетонных элементов, армированных проволокой без анкеров, установившееся напряжение в бетоне и арматуре принимают линейно возрастающим от нуля у начала заделки до величин, определяемых формулами (7) и (8), на расстоянии l от начала заделки (рис. 6); значения l принимают по табл. 9.

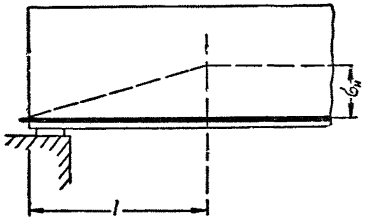


Рис. 6. Схема распределения предварительного напряжения по длине холоднотянутой проволоки (без анкеров) после обжатия бетона

Для балок, армированных проволокой без анкеров, расчет главных напряжений в сечении по грани опоры на участке l является обязательным.

Таблица 9

Длина зоны анкеровки проволоки периодического профиля (по ГОСТ 8480-57) без анкеров — l в диаметрах

σ_o в *кг/см²*	Длина зоны анкеровки l в диаметрах при кубиковой прочности бетона в момент его обжатия в *кг/см²*			
	200	300	400	500
До 6 000	90	60	40	30
Более 6 000 . . .	120	80	50	40

Примечания. 1. Для предварительно напряженных элементов, армированных другими видами проволоки (витой и с обработанной поверхностью см. табл. 1 пп. 3 „в" и „г") без анкеров длину зоны анкеровки l принимают на 50% более указанной в табл. 9, но не менее $80d$, где d — диаметр проволоки.

2. При мгновенной передаче предварительного напряжения на бетон начало зоны анкеровки l принимают на расстоянии 0,25 l от торца элемента.

40. При расчете трещиностойкости предварительно напряженных конструкций следует учитывать напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре.

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

а) непосредственно после обжатия бетона — с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона, если они проявляются;

б) в стадии эксплуатации элемента — с учетом всех потерь (см. п. 28).

При расчете трещиностойкости в стадии эксплуатации центрально обжатых элементов, работающих на изгиб, напрягаемая арматура которых расположена вблизи центра тяжести сечения, напряжения в натянутой арматуре принимают равными $\sigma_н$ за вычетом всех потерь.

Величину сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре $\sigma_а$ и $\sigma'_а$ принимают равной:

а) до проявления ползучести бетона элемента — потерям напряжений от усадки бетона;

б) в стадии эксплуатации элемента — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона.

Примечание. При расположении равнодействующей усилий напрягаемой арматуры на грани ядра сечения или вблизи нее допускается принимать $\sigma'_а = 0$.

41. Напряжения в бетоне и напрягаемой арматуре от нормативной нагрузки, проверяемые при расчете на выносливость в соответствии с требованиями пп. 50 и 51, определяют с учетом принципа независимости действия сил по правилам сопротивления упругих материалов и суммируют их с установившимися напряжениями.

VII. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

42. Элементы предварительно напряженных конструкций рассчитывают по несущей способности как обычные железобетонные конструкции, не подвергаемые предварительному напряжению, в соответствии с основными положениями НиТУ 123-55, глава VII, с учетом указаний пп. 43—51 и приложения 1 настоящей инструкции.

43. Предварительно напряженную арматуру, расположен-

ную в сжатой зоне бетона, вводят в расчет не с условным расчетным сопротивлением $R_{ну}$, а с напряжением $\sigma'_с$, равным

$$\sigma'_с = R_{ну} - \sigma'_о, \qquad (10)$$

где $\sigma'_о$ — напряжение в арматуре сжатой зоны принимают в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента, условий натяжения арматуры и величины потерь согласно указаниям п. 28;

$R_{ну}$ — условное расчетное сопротивление арматуры на сжатие принимают в зависимости от марки стали по табл. 7 и 7а, но не более 3 600 *кг/см*².

В изгибаемых, внецентренно сжатых (1-й случай) и внецентренно растянутых (с большим эксцентрицитетом) элементах, отвечающих условию $S_б \leqslant 0{,}4S_о$, допускается предварительно напряженную арматуру сжатой зоны бетона в расчете прочности элемента не учитывать.

44. При наличии в элементе напрягаемой и ненапрягаемой арматуры из одной или нескольких марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением.

45. При расчете прочности на центральное или внецентренное предварительное обжатие элемента усилия обжатия вводят в расчет как внешние нагрузки, а расчетную длину элементов принимают равной расстоянию между креплениями арматуры либо ее связями, расположенными по длине элемента; при этом напряжения в арматуре принимают равными:

а) при натяжении арматуры на упоры $\sigma_о - \sigma_п$,

где $\sigma_о$ — предварительное напряжение в арматуре после проявления потерь, происходящих до обжатия бетона;

$\sigma_п$ — потери предварительного напряжения в арматуре, равные 3 000 *кг/см*², но не более напряжений $\sigma_о$, вычисленных без учета потерь;

б) при натяжении на бетон одновременно всей арматуры обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяют — $\sigma_н$,

где $\sigma_н$ — контролируемое предварительное напряжение в арматуре по окончании обжатия бетона до проявления потерь;

в) при натяжении на бетон арматуры обжимаемой зоны элемента поочередно группами $\sigma_о - \sigma_п$,

где $\sigma_о$ — напряжение в арматуре после проявления потерь, происходящих до обжатия бетона;

$\sigma_п$ — потери предварительного напряжения в арматуре, равные $\sigma_п = \frac{F_{рн}}{F_н} 3000$ *кг/см*², но не более 2 500 *кг/см*²;

$F_{рн}$ — площадь напрягаемой арматуры всех групп обжимаемой зоны элемента, кроме площади последней группы, равной $F_н - F_{рн}$;

$F_н$ — площадь всей напрягаемой арматуры обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяется.

Расчет прочности при обжатии бетона конструкций производят с учетом условного расчетного сопротивления бетона, соответствующего его прочности в момент обжатия.

При натяжении арматуры на бетон и расположении ее в пазах или на боковых поверхностях, следует учитывать:

а) при осевом обжатии элемента — влияние продольного изгиба по указанию п. 67 НиТУ 123-55;

б) при внецентренном обжатии элемента — влияние прогиба элемента в плоскости действия момента на величину эксцентрицитета продольной силы по указаниям пп. 45 и 46 настоящей инструкции и с проверкой на устойчивость (без учета изгибающего момента) в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба, как для элемента, работающего на осевое сжатие.

Для элементов, арматура которых располагается в каналах, должен учитываться добавочный эксцентрицитет, принимаемый равным радиусу или половине ширины (высоты) канала; при этом элементы рассчитывают на внецентренное сжатие с учетом основного и добавочного эксцентрицитетов.

При определении прогибов и расчете на продольный изгиб в стадии обжатия элементов, кроме усилия обжатия, в необходимых случаях следует учитывать влияние их собственного веса, наличие связей с другими элементами конструкций и т. п.

Примечание. При обжатии элемента арматурой, натянутой на упоры и имеющей сцепление с бетоном, продольный изгиб и влияние прогиба элемента от обжатия не учитывают.

46. При расчете прочности внецентренно сжатых элементов влияние прогиба учитывают следующим образом:

а) при действии внешней продольной силы на элемент с арматурой, натянутой на упоры, — по указанию п. 103 НиТУ 123-55;

б) при действии внешней продольной силы на элемент с арматурой, натянутой на бетон и не имеющей с ним сцепления, — по указанию п. 103 НиТУ 123-55 с заменой силы N в формулах (56) и (57) на сумму сил $N + N_н$.

Примечание. Расчетную длину внецентренно сжатых элементов принимают по указаниям п. 68 НиТУ 123-55 и п. 45 настоящей инструкции.

47. Расчетные изгибающие моменты в статически неопределимых балках и плитах с предварительно напряженной арматурой из мягкой стали определяют с учетом перераспределения усилий согласно указаниям п. 71 НиТУ 123-55.

48. Анкерные устройства предварительно напряженной арматуры на торцах элемента следует располагать с учетом прочности бетона на смятие под анкерными шайбами. При косвенном армировании элементов сварными сетками на длине, равной или меньшей высоте сечения, расчет прочности бетона на смятие под анкерными шайбами допускается производить по формуле

$$N_{см} \leqslant \theta R_{пру} F_{см} + \mu_к F_я R_{ау}, \qquad (11)$$

где $N_{см}$ — усилие в напрягаемой арматуре, вызывающее смятие бетона;

θ — коэффициент, учитывающий влияние бетонной обоймы на повышение несущей способности бетона при смятии ($\theta = 4 - 3\eta$);

$$\eta = \sqrt{\frac{F_{см}}{F}};$$

$\frac{F_{см}}{F}$ — отношение площади смятия (площади шайбы) к общей расчетной площади, на которую передается нагрузка; при этом за расчетную площадь F принимают площадь, у которой центр тяжести совпадает с центром тяжести площади смятия $F_{см}$;

$\mu_к$ — объемный коэффициент косвенного армирования

$$\mu_к = \frac{n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2}{l_1 l_2 h};$$

f_1, l_1 и n_1 — соответственно площадь и длина стержня и число стержней в сетке в одном направлении;

f_2, l_2 и n_2 — соответственно площадь и длина стержня и число стержней в сетке другого направления;

h — расстояние между сетками;

$F_я$ — площадь бетона, заключенная внутри контура сеток;

$R_{ау}$ — условное расчетное сопротивление арматуры сеток;

$R_{пру}$ — принимается по табл. 4 п. 2.

49. Предварительно напряженные конструкции рассчитывают на выносливость путем вычисления напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон и в напрягаемой арматуре.

При вычислении напряжений используются приведенные геометрические характеристики сечения с коэффициентом приведения

$$n' = \frac{E_а}{E'_б},$$

где $E_а$ — модуль упругости арматуры в *кг/см*²;

$E'_б$ — модуль деформаций бетона при многократно повторяющейся нагрузке (величина $E'_б$ непосредственно в расчеты не вводится).

Значения коэффициентов n' для расчетов на выносливость принимают по табл. 10.

Таблица 10

Коэффициенты n' для расчетов на выносливость

Вид арматуры	Коэффициенты n' при марке бетона				
	200	300	400	500	600
Горячекатаная сталь	28	20	15	13	11
Холоднотянутая проволока	25	17,5	13	11,5	10

Потери напряжений в напрягаемой арматуре принимают с учетом всех потерь, в том числе и от многократно повторяющейся нагрузки.

Примечание. Разрешается при определении напряжений в бетоне использовать приведенные геометрические характеристики сечения с коэффициентом приведения $n = \frac{E_а}{E^н_б}$.

50. Наибольшие величины напряжений в бетоне сжатой зоны не должны превосходить условных расчетных сопротивлений бетона на выносливость.

В конструкциях с холоднотянутой напрягаемой проволокой напряжения в бетоне растянутой зоны вычисляют на уровне наиболее удаленного от нейтральной оси ряда арматуры. Вычисленные напряжения не должны превосходить условного расчетного сопротивления на выносливость $R'_{ру}$. В конструкциях с горячекатаной арматурой напряжения в бетоне растянутой зоны не проверяют.

51. Вычисленные напряжения в напрягаемой арматуре с учетом потерь, указанных в п. 28 табл. 8 и в п. 49, не должны превосходить следующих величин:

$0{,}6\ R^н_н$ при $\rho \geqslant 0{,}9$ или

$0{,}55\ R^н_н$ при $0{,}8 \leqslant \rho < 0{,}9$;

при этом $\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$, где σ_{min} и σ_{max} — наименьшие и наибольшие значения растягивающих напряжений в арматуре, определяемые от нагрузок основного сочетания.

Вычисленные для арматуры величины напряжений, кроме того, не должны превосходить условных расчетных сопротивлений, указанных в табл. 7 и 7а.

VIII. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

1. Центрально растянутые элементы

52. Трещиностойкость центрально обжатых элементов при осевом растяжении нормативной (расчетной) нагрузкой (см. п. 25) рассчитывают по формуле

$$N_т \leqslant F_б R_{ру} + F_а (300 - \sigma_а) + F_н (m_т \sigma_о + 300), \qquad (12)$$

где $N_т$ — нормативная (расчетная) нагрузка, принимаемая в соответствии с требованиями п. 25;

$\sigma_о$ — напряжение в арматуре после проявления всех потерь (см. п. 28);

$\sigma_а$ — сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре, принимаемое согласно указаниям п. 40;

300 — напряжение в арматуре в *кг/см²*.

2. Изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы

53. Трещиностойкость изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов рассчитывают следующим образом:

а) рассматривают приведенное сечение элемента, определяемое согласно указаниям п. 36а;

б) равнодействующую усилий во всей верхней и нижней напрягаемой и ненапрягаемой арматуре учитывают как внешнюю силу, обжимающую, в общем случае внецентренно, приведенное сечение; при этом величины напряжений в арматуре определяют согласно указаниям п. 40;

в) для приведенного сечения определяют, в соответствии с предпосылками п. 27, положение нулевой линии как для изгибаемого элемента (т. е. при отсутствии продольной силы) и величину момента сопротивления $W_б$, учитывающего пла-

стические свойства бетона растянутой зоны, эпюру напряжений в которой принимают прямоугольной;

г) в случае изгибаемых и внецентренно сжатых сечений (рис. 1 и 2), а также таких внецентренно растянутых сечений (рис. 3), для которых величина растягивающей силы в предельном состоянии не превышает усилия обжатия сечения, определенного по указаниям п. 53 „б", расчет ведут по ядровому моменту; при этом ядровую точку определяют по правилам сопротивления упругих материалов, так что расстояние ее от центра тяжести сечения равно

$$r_{я} = \frac{W_{о}}{F_{бп}}. \qquad (13')$$

Предельное неравенство записывается при этом в форме

$$M^{я}_{в} \mp M^{я}_{об} \leqslant R_{ру} W_{б}, \qquad (13)$$

где $M^{я}_{в}$ — момент левых внешних сил (рис. 1—3) относительно ядровой точки:

$M^{я}_{об}$ — момент сил в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно ядровой точки с учетом коэффициента точности натяжения арматуры $m_{т}$; знак момента определяется направлением вращения;

д) в случае внецентренно растянутых сечений (рис. 3), для которых растягивающая сила в предельном состоянии превышает усилие обжатия, расчет ведут по формуле (13), если перечисленные ниже условия удовлетворяются, и по формуле (14), если хоть одно из этих условий не удовлетворяется:

1) сила обжатия ($N_{об}$) и ядровая точка лежат по одну сторону от внешней силы ($N_{вн}$) (рис. 7);

2) расстояние между внешней силой и силой обжатия не меньше величины

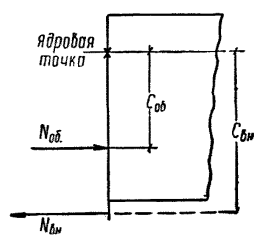


Рис. 7. Схема усилий внецентренно растянутого элемента

$$\frac{W_{б} R_{ру}}{N_{об}}; \qquad (13'')$$

$$M^{у}_{в} \mp M^{у}_{об} \leqslant R_{ру} W_{б}, \qquad (14)$$

где $M^{у}_{в}$ — момент левых внешних сил (рис. 3) относительно условной ядровой точки, отстоящей от центра тяжести сечения на расстоянии

$$r_{у} = \frac{W_{б}}{F_{бп}}; \qquad (14')$$

$M^{у}_{об}$ — момент сил в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно той же условной ядровой точки с учетом коэффициента точности натяжения арматуры $m_{т}$; знак этого момента определяется направлением вращения момента.

Примечания. 1. Примерный порядок расчета трещиностойкости указан в приложении 8.

2. Допускается производить расчет трещиностойкости сечений по приложениию 3.

54. Положение нулевой линии сечения при отсутствии продольной силы определяют в соответствии с п. 53 из условия

$$S_{с} = \frac{(h - x) F_{р}}{2}, \qquad (15)$$

где $S_{с}$ — статический момент сжатой части приведенного сечения относительно нулевой линии;

$F_{р}$ — площадь растянутой части приведенного сечения.

Указания по определению положения нулевой линии даны в приложении 2.

Момент сопротивления приведенного сечения $W_{б}$ определяют по формуле

$$W_{б} = \frac{2J_{с}}{h - x} + S_{р}, \qquad (16)$$

где $J_{с}$ — момент инерции сжатой части приведенного сечения относительно нулевой линии;

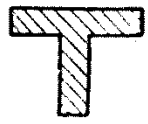
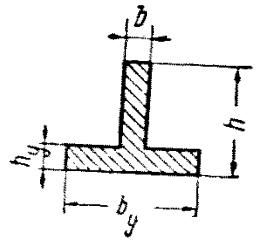
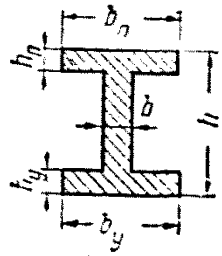
$S_{р}$ — статический момент растянутой части приведенного сечения относительно нулевой линии.

При определении момента сопротивления приведенного сечения $W_{б}$ допускается пользоваться табл. 11. В этом случае положение нулевой линии не определяют.

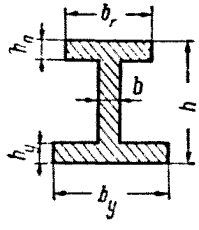
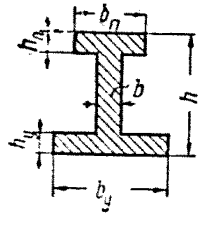
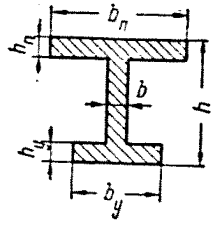
55. При расчете трещиностойкости конструкций, армированных предварительно напряженными элементами, положение нейтральной оси в момент образования трещин в предварительно напряженных элементах (рис. 8) определяют из условия, что площадь растянутой зоны бетона, не подвер-

Таблица 11

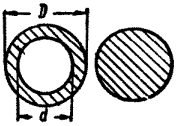
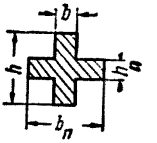
Значение коэффициента $\gamma = \frac{W_б}{W_o}$

№ п/п	Характеристика сечений	$\gamma = \frac{W_б}{W_o}$	Форма поперечного сечения
1	Прямоугольное сечение	1,75	
2	Тавровое сечение с полкой, расположенной при расчете на трещиностойкость у сжатой грани . .	1,75	
3	Тавровое сечение с полкой (уширениями), расположенной при расчете трещиностойкости у растянутой грани:		
	а) при $\frac{b_y}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h_y}{h}$	1,75	
	б) при $\frac{b_y}{b} > 2$ и $\frac{h_y}{h} \geqslant 0{,}2$ . .	1,75	
	в) при $\frac{b_y}{b} > 2$ и $\frac{h_y}{h} < 0{,}2$ . .	1,5	
4	Двутавровое симметричное (коробчатое) сечение:		 $b_п = b_y$ $h_п = h_y$
	а) при $\frac{b_п}{b} = \frac{b_y}{b} \leqslant 2$ независимо от отношений $\frac{h_п}{h} = \frac{h_y}{h}$ . . .	1,75	
	б) при $2 < \frac{b_п}{b} = \frac{b_y}{b} \leqslant 6$ независимо от отношений $\frac{h_п}{h} = \frac{h_y}{h}$	1,5	
	в) при $\frac{b_п}{b} = \frac{b_y}{b} > 6$ и $\frac{h_п}{h} = \frac{h_y}{h} \geqslant 0{,}2$	1,5	
	г) при $6 < \frac{b_п}{b} = \frac{b_y}{b} \leqslant 15$ и $\frac{h_п}{h} = \frac{h_y}{h} < 0{,}2$	1,25	
	д) при $\frac{b_п}{b} = \frac{b_y}{b} > 15$ и $\frac{h_п}{h} = \frac{h_y}{h} < 0{,}1$	1,1	

Продолжение табл. 11

№ п/п	Характеристика сечений	$\gamma = \frac{W_б}{W_о}$	Форма поперечного сечения
5	Двутавровое несимметричное сечение, удовлетворяющее условию $\frac{b_п}{b} \leqslant 3$:		
	а) при $\frac{b_у}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h_у}{h}$	1,75	
	б) при $2 < \frac{b_у}{b} \leqslant 6$ независимо от отношения $\frac{h_у}{h}$	1,5	
	в) при $\frac{b_у}{b} > 6$ и $\frac{h_у}{h} > 0{,}1$ . . .	1,5	
6	Двутавровое несимметричное сечение, удовлетворяющее условию $3 < \frac{b_п}{b} < 8$:		
	а) при $\frac{b_у}{b} \leqslant 4$ независимо от отношения $\frac{h_у}{h}$	1,5	
	б) при $\frac{b_у}{b} > 4$ и $\frac{h_у}{h} \geqslant 0{,}2$ . . .	1,5	
	в) при $\frac{b_у}{b} > 4$ и $\frac{h_у}{h} < 0{,}2$ . . .	1,25	
7	Двутавровое несимметричное сечение, удовлетворяющее условию $\frac{b_п}{b} \geqslant 8$:		
	а) при $\frac{h_у}{h} > 0{,}3$	1,5	
	б) при $\frac{h_у}{h} \leqslant 0{,}3$	1,25	

Продолжение табл. 11

№ п/п	Характеристика сечений	$\gamma = \frac{W_б}{W_o}$	Форма поперечного сечения
8	а) Круглое сечение и кольцевое при $\frac{d}{D} \leqslant 0{,}4$	1,9	
	б) Кольцевое сечение при $0{,}4 < \frac{d}{D} \leqslant 0{,}8$	1,75	
	в) То же, при $\frac{d}{D} > 0{,}8$ . . .	1,6	
9	Крестовое сечение: а) при $\frac{b_п}{b} \geqslant 2$ и $0{,}9 \geqslant \frac{h_п}{h} > 0{,}2$	2	
	б) в остальных случаях	1,75	

гаемого предварительному напряжению, равна нулю (см. приложение 2).

56. В предварительно напряженных конструкциях должны быть проверены главные растягивающие напряжения, вызывающие образование наклонных трещин.

Главные растягивающие напряжения, вызывающие образование наклонных трещин, можно не проверять, если соблюдается условие $\tau < 0{,}8R_{ру}$ [см. формулу (17)].

57. Скалывающие и главные напряжения определяют как для упругого тела по формулам сопротивления материалов в наиболее опасных местах по длине пролета в зависимости от вида эпюр поперечных сил, изгибающих моментов и изменения очертания и сечения элемента, а по высоте сечения — по оси, проходящей через центр тяжести сечения, а также в местах резкого изменения ширины сечения. На гранях сечения главные напряжения не определяют.

Скалывающие напряжения в бетоне от нормативной (расчетной, см. п. 25) нагрузки определяют по формуле

$$\tau = \frac{Q_т S_{бп}}{J_{бп} b}, \qquad (17)$$

где $S_{бп}$ — приведенный статистический момент части сечения, расположенной за рассматриваемым волокном, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения;

$J_{бп}$ — приведенный момент инерции сечения, определяемый с учетом указаний п. 53;

b — ширина элемента в рассматриваемом сечении.

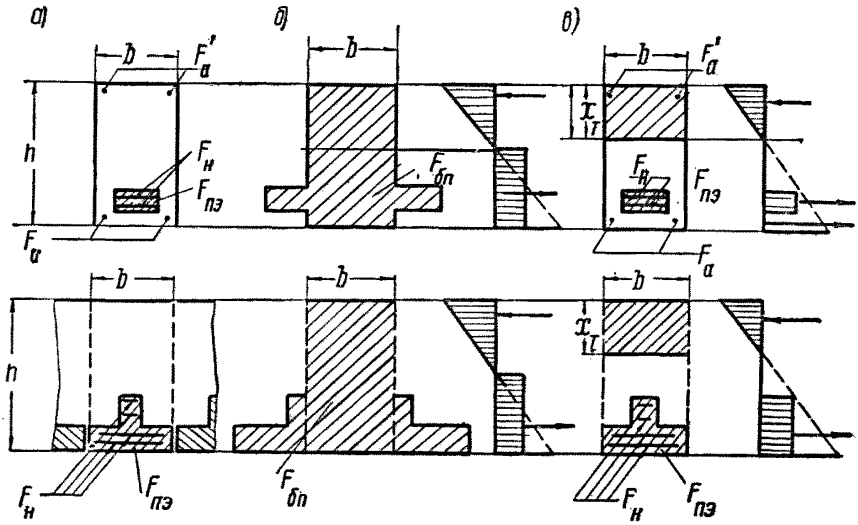


Рис. 8. Схемы для определения приведенных сечений и эпюр напряжений при расчете трещиностойкости конструкций, армированных предварительно напряженными элементами

а — фактические сечения; *б* — приведенные сечения и эпюры напряжений при определении момента образования трещин в окружающем бетоне; *в* — то же, при определении момента образования трещин в предварительно напряженном бетоне;

$F_{пэ}$ — площадь поперечного сечения предварительно напряженного элемента;

$F_н$ — площадь напрягаемой арматуры;

F_a и F'_a — площадь ненапрягаемой арматуры;

$F_{бп}$ — приведенная площадь сечения, рассчитываемой конструкции

Величину поперечной силы при проверке трещиностойкости наклонных сечений элементов с напрягаемой наклонной или криволинейного очертания арматурой определяют как разность (или сумму) поперечных сил от внешней нормативной (расчетной) нагрузки и силы натяжения по формуле

$$Q_т = Q^н - Q_{пр}; \qquad (18)$$

$$Q_{пр} = \sum N_н \sin \alpha; \qquad (19)$$

$$N_н = f_н \sigma_0, \qquad (20)$$

где $N_н$ — усилие в пучке или стержне, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением,

расположенным на расстоянии $\frac{h}{4}$ от рассматриваемого сечения $O-O$ (рис. 9);

σ_0 — напряжение в арматуре после проявления всех потерь;

α — угол между осью арматуры и осью элемента в рассматриваемом сечении;

$f_н$ — сечение одного стержня или пучка напрягаемой арматуры.

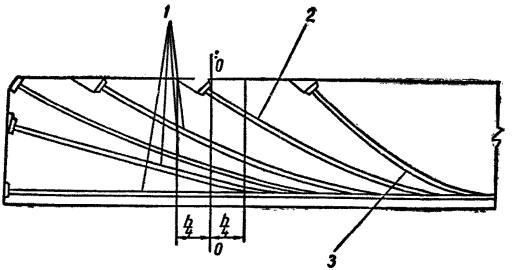


Рис. 9. Схема расположения пучков, учитываемых при расчете на главные растягивающие напряжения для сечения $O-O$

1 — пучки, учитываемые в расчете сечения $O-O$ по формуле (18); *2* — пучок, учитываемый в расчете сечения $O-O$ по формуле (23); *3* — пучок, неучитываемый в расчете сечения $O-O$

Главные напряжения в изгибаемых элементах определяют по формуле

$$\sigma_{гл} = \begin{vmatrix} \sigma_{гс} \\ \sigma_{гр} \end{vmatrix} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}, \qquad (21)$$

где

$$\sigma_x = \sigma_б \mp \frac{M \cdot y}{J_{бп}}, \qquad (22)$$

где $\sigma_б$ — установившееся предварительное напряжение в бетоне, определяемое по п. 38;

M — изгибающий момент от нормативной (расчетной) нагрузки; при нагрузке, вызывающей в сечении элемента напряжения обратного знака по сравнению с напряжениями, вызванными равнодействующей усилий напрягаемой арматуры, знак при моменте принимается минус; в противном случае принимается знак плюс;

σ_y — предварительное сжимающее напряжение в бетоне, действующее в направлении, перпендикулярном к

продольной оси элемента и вызванное напрягаемой поперечной (хомутами) и наклонной арматурой.

Значение σ_y определяют по формуле

$$\sigma_y = \frac{F_{нх}\sigma_{нх}}{u_x b} + \frac{F_{но}\sigma_o}{u_o b}\sin\alpha, \qquad (23)$$

где $F_{нх}$ — площадь напрягаемых хомутов, расположенных в рассматриваемом сечении элемента;

$F_{но}$ — площадь отгибаемой продольной арматуры, заканчивающейся на участке u_o, длиной, равной $\frac{h}{2}$, и расположенной симметрично относительно рассматриваемого сечения $O-O$ (рис. 9);

$\sigma_{нх}$ — предварительное напряжение поперечной арматуры (хомутов) после проявления всех потерь;

u_x — шаг хомутов;

σ_o — напряжение в отогнутой арматуре после проявления всех потерь.

58. При проверке трещиностойкости наклонных сечений наибольшие главные растягивающие напряжения бетона должны удовлетворять условию

$$\sigma_{гр} \leqslant 1{,}5R_{ру}, \qquad (24)$$

а главные сжимающие напряжения в конструкциях 1-й категории

$$\sigma_{гс} \leqslant R_{пру}, \qquad (25)$$

в конструкциях 2-й категории

$$\sigma_{гс} \leqslant 0{,}8R_{пру}. \qquad (26)$$

При этом главные сжимающие напряжения проверяют только в тонких стенках элемента — толщиной $^1/_{15}h$ и менее.

В случаях, когда условие (24) не удовлетворяется и

$$\sigma_{гр} > 1{,}5R_{ру}, \qquad (27)$$

необходимо увеличить сечение элемента или применить предварительное напряжение поперечной арматуры, а если предварительное напряжение уже учитывалось расчетом, то увеличить его.

В этих случаях величину предварительного напряжения поперечной арматуры $\sigma_{нх}$ определяют по формуле

$$\sigma_{нх} = \frac{u_x}{F_{нх}}\left[b\sigma_y - \frac{F_{но}}{u_o}(\sigma_o + 1{,}5nR_{ру})\sin\alpha\right] - 1{,}5nR_{ру}, \qquad (28)$$

где $\sigma_у$ — определяют по формуле (21), принимая

$$\sigma_{гр} = 1{,}5R_{ру}; \qquad (29)$$

σ_0 — напряжение в отогнутой арматуре после проявления всех потерь.

Предварительное напряжение поперечной арматуры (хомутов), контролируемое при натяжении на бетон, допускается принимать равным

$$\frac{\sigma_{нх}}{m_т} + \sigma_п. \qquad (30)$$

Допускается рассчитывать предварительно напряженные элементы на главные растягивающие и сжимающие напряжения иными проверенными способами.

IX. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

59. Прогибы, углы поворота и выгиб элементов конструкций 1-й и 2-й категорий трещиностойкости (см. п. 23) определяют по формулам строительной механики от невыгоднейшей нормативной нагрузки по жесткости B_0 элемента, где B_0 — жесткость с учетом длительного действия нагрузки.

60. Прогибы, углы поворотов и выгиб элементов конструкций 3-й категории трещиностойкости (см. п. 23) определяют по формулам строительной механики от невыгоднейшей нормативной нагрузки как сумму прогибов, углов поворотов и выгиба для двух стадий работы элемента:

до погашения предварительного обжатия бетона — по жесткости B_1;

после погашения обжатия бетона — по жесткости B, определяемых для каждого участка элемента, имеющего изгибающий момент одного знака, по указаниям пп. 61 и 62,

где B_1 и B — жесткости с учетом длительного действия нагрузки.

61. При кратковременном действии нагрузки жесткости B_0, B_1 и B элементов, имеющих постоянный момент инерции $J_{бп}$, определяют по формулам

$$B_{окр} = 0{,}85E_б^н J_{бп}; \qquad (31)$$

$$B_{1кр} = E_б^н J_{бп}, \qquad (32)$$

а жесткость $B_{кр}$ после появления трещин для каждого участка

элемента, имеющего изгибающий момент одного знака, принимают в месте наибольшего изгибающего момента на данном участке (рис. 10) и определяют по указаниям п. 112 НиТУ 123-55, по формуле (72); при этом в формуле (72) условный упруго-пластический момент сопротивления сечения W принимают равным моменту от приращения усилия

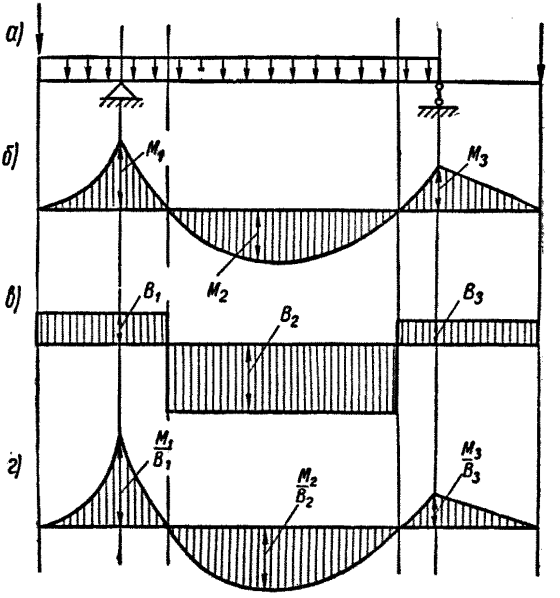


Рис. 10. Схема нагрузок, моментов, жесткостей и кривизны в предварительно напряженном железобетонном элементе

а — схема нагрузок; *б* — эпюра моментов от нормативной нагрузки; *в* — эпюра расчетных жесткостей на различных участках элемента; *г* — расчетная эпюра кривизны

растянутой напрягаемой и ненапрягаемой арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны бетона, деленному на величину приращения напряжений $\sigma_{м2}$ в указанной растянутой арматуре [см. п. 63 и ф-лу (35)].

Примечание. В элементах с переменным моментом инерции жесткости определяют для отдельных участков по длине элемента с усредненным значением $J_{бп}$; при этом для каждого участка вычисляют среднее значение жесткости B_0, B_1 или B.

62. Жесткость B_0 изгибаемых элементов 1-й и 2-й категорий трещиностойкости при длительном действии нагрузки определяют по указаниям п. 112 НиТУ 123-55, по формуле (74)

при значении θ с коэффициентом 0,5, но так, чтобы 0,50 было бы не менее 1. При этом указание о снижении θ не распространяется на элементы, сжатая зона которых выполнена из легкого бетона.

Жесткость B_1 при длительном действии нагрузки принимают равной $B_{1кр}$.

Жесткость B изгибаемых элементов 3-й категории трещиностойкости при длительном действии нагрузки определяют по указаниям п. 112 НиТУ 123-55, по формуле (74).

63. Для изгибаемых элементов 3-й категории трещиностойкости первая стадия работы (см. п. 60) соответствует величине изгибающего момента M_1 от нагрузки, погашающей в краевом обжатом волокне элемента со стороны растянутой арматуры предварительное сжимающее напряжение бетона $\sigma_б$ (см. п. 38);

вторая стадия работы соответствует величине изгибающего момента M_2, равного:

$$M_2 = M^н - M_1, \tag{33}$$

где $M^н$ — изгибающий момент от нормативной нагрузки.

Величину изгибающего момента M_1 определяют как для упругого тела по формуле

$$M_1 = \frac{J_{бп}\sigma_б}{y_{ц.т}}, \tag{34}$$

где $y_{ц.т}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани сечения.

Величину прироста среднего напряжения $\sigma_{м2}$ растянутой арматуры от изгибающего момента M_2 допускается определять по формуле

$$\sigma_{м2} = \frac{m\,(R_{ну}F_н + R_{ау}F_а)\,M_2}{(F_н + F_а)\,M}, \tag{35}$$

где M — расчетный изгибающий момент.

64. Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового или двутаврового сечения с одиночной или двойной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой значения $x_{ср}$ и W можно определять по соответствующим формулам п. 113 НиТУ 123-55; при этом в расчетные формулы вместо значений $F_а$ следует подставлять значение $F_н + F_а$ и вместо $F'_а$ — значение $F'_н + F'_а$.

65. При вычислении прогибов и углов поворота в элементах 3-й категории трещиностойкости с различной по их

длине жесткостью среднюю кривизну оси элемента $\frac{1}{\rho_{ср}}$ для каждого участка определяют по формулам

$$\frac{1}{\rho_{ср}} = \frac{M^{н}}{B} \tag{36}$$

или

$$\frac{1}{\rho_{ср}} = \psi \frac{\sigma_{м2}}{E_{а}(h_{о} - x_{ср})}, \tag{37}$$

где $M^{н}$ — момент в сечении от невыгоднейшей нормативной нагрузки (рис. 10);

B — жесткость участка с моментом одного знака (рис. 10).

Примечание. Напряжение в арматуре $\sigma_{м2}$, при котором определяется ψ, принимают по формуле (35).

X. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

66. Расчет по раскрытию трещин производят для центрально и внецентренно растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых при больших эксцентрицитетах элементов железобетонных конструкций 3-й категории трещиностойкости (см. п. 23).

67. Ширину раскрытия трещин $a_{т}$ в центрально растянутых и изгибаемых элементах прямоугольного сечения определяют по формуле

$$a_{т} = \psi \frac{\sigma_{м2}}{E_{а}} l_{т}, \tag{38}$$

где $\sigma_{м2}$ — напряжение в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре, определяемое при растяжении по формуле

$$\frac{N_{2}}{F_{н} + F_{а}}, \tag{38'}$$

а при изгибе — по формуле (35);

$l_{т}$ — расстояние между трещинами;

$$N_{2} = N^{н} - N_{1}; \tag{38''}$$

N_{1} — осевое усилие от нагрузки центрально растянутого элемента, погашающее напряжение в бетоне $\sigma_{б}$ (см. п. 38), вызванное предварительным обжатием бетона.

Расстояние между трещинами определяют:

а) для центрально растянутых элементов по формуле

$$l_т = \frac{F}{S}; \qquad (39)$$

б) для изгибаемых элементов по формуле

$$l_т = k_1 \pi u, \qquad (40)$$

где

$$u = \frac{F_н + F_а}{S};$$

k_1 — определяют по табл. 4—6 приложения II НиТУ 123-55;
S — периметр сечения арматуры.

Примечание. Для арматуры периодического профиля значение $l_т$, полученное по формулам (39) и (40), умножают на 0,5; для сварных сеток и каркасов из холоднотянутой проволоки — на 1,25.

68. Ширина раскрытия трещин, пересекающих арматуру, не должна превышать величин, указанных в п. 53 НиТУ 123-55.

XI. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

1. Общие положения

69. Предварительно напряженные конструкции следует, как правило, проектировать с учетом обеспечения надежного сцепления арматуры с бетоном, достигаемого за счет применения арматуры периодического профиля или арматуры с обработанной поверхностью, располагаемой непосредственно в бетоне конструкции, либо за счет создания сцепления между бетоном и арматурой, уложенной в каналах и пазах, путем их заполнения цементным тестом, раствором или бетоном; при расположении арматуры на поверхности конструкции сцепление создается поверхностным слоем бетона (раствора), нанесенного путем торкретирования или иным способом.

70. При проектировании предварительно напряженных статически неопределимых конструкций выбор их схемы и способа изготовления должны, как правило, производиться так, чтобы при создании предварительного напряжения исключалась возможность возникновения в конструкции дополнительных усилий, ухудшающих ее работу. Для этого целесообразно обеспечивать свободную деформацию элементов конструкций в процессе их обжатия. С этой целью могут быть применены временные швы или шарниры, снижающие или устраняющие статическую неопределимость конструкции. Так, например, стенки цилиндрических резервуаров могут

быть отделены от днища, рамы обращены в статически определимые введением шарниров; по осуществлении натяжения швы или шарниры надлежит замоноличивать.

Не следует прибегать к временному снижению статической неопределимости конструкции, если расчетом установлено, что вызванное предварительным напряжением перераспределение усилий в системе улучшает работу конструкции под нагрузкой.

В тех случаях, когда при создании предварительного напряжения в статически неопределимых конструкциях возникают дополнительные усилия, ухудшающие их работу, они должны быть учтены расчетом.

71. Температурно-усадочные швы в предварительно напряженных конструкциях должны предусматриваться с учетом требований пп. 134 и 135 НиТУ 123-55; при этом для конструкций 1-й и 2-й категорий трещиностойкости (см. п. 23) расстояние между температурно-усадочными швами должно быть проверено расчетом конструкции на трещиностойкость.

72. Совместная работа дополнительно укладываемого бетона и предварительно напряженных элементов сборно-монолитных конструкций обеспечивается установкой напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, сваркой закладных стальных деталей или другими средствами.

Предварительно напряженные элементы должны иметь форму, размеры и поверхность, наилучшим образом обеспечивающие их надежное сцепление и эффективную совместную работу с дополнительно укладываемым бетоном. Поверхность предварительно напряженных элементов, соприкасающуюся с бетоном, необходимо делать шероховатой или на этих элементах должны устраиваться шпонки, пазы, выпуски арматуры и т. п., а концевые части их, по возможности, следует выполнять с уширениями, повышающими заделку элементов в бетоне.

При армировании железобетонных конструкций предварительно напряженными элементами должны предусматриваться мероприятия, обеспечивающие их надежную работу в поперечном направлении, путем установки поперечной арматуры, предварительно напряженных поперечных элементов и т. п. (рис. 11).

Предварительно напряженные элементы целесообразно использовать в качестве несущей опалубки.

73. При проектировании предварительно напряженных элементов сборно-монолитных конструкций, в которых арматура расположена снаружи бетона, необходимо предусмат-

ривать зазоры между арматурой и бетоном, а также между арматурой отдельных элементов, обеспечивающие удобство заполнения швов бетоном или раствором и надежную защиту арматуры от коррозии и воздействия высокой температуры.

74. В случаях, когда по условиям производства работ или транспортирования, либо монтажа не представляется возмож-

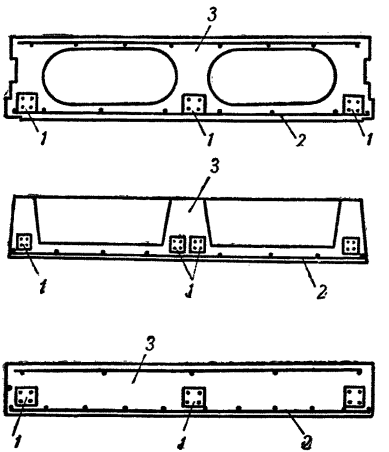


Рис. 11 Примеры сечений сборных конструкций, армированных предварительно напряженными элементами

1 — предварительно напряженный элемент; *2*— поперечная арматура; *3* — окружающий бетон

ным выполнить предварительно напряженную конструкцию в виде целого элемента, она может быть расчленена на отдельные блоки (рис. 12). При этом плоскость стыков блоков целесообразно располагать перпендикулярно направлению усилий обжатия элемента.

75. В целях повышения трещиностойкости изгибаемых, внецентренно сжатых (случай 1-й), а также внецентренно растянутых элементов с большим эксцентрицитетом, рекомендуется принимать их сечения с развитой растянутой и сжатой зоной бетона (двутавровое, прямоугольное полое и т. п.) или с развитой растянутой зоной бетона (тавровое сечение с полкой,

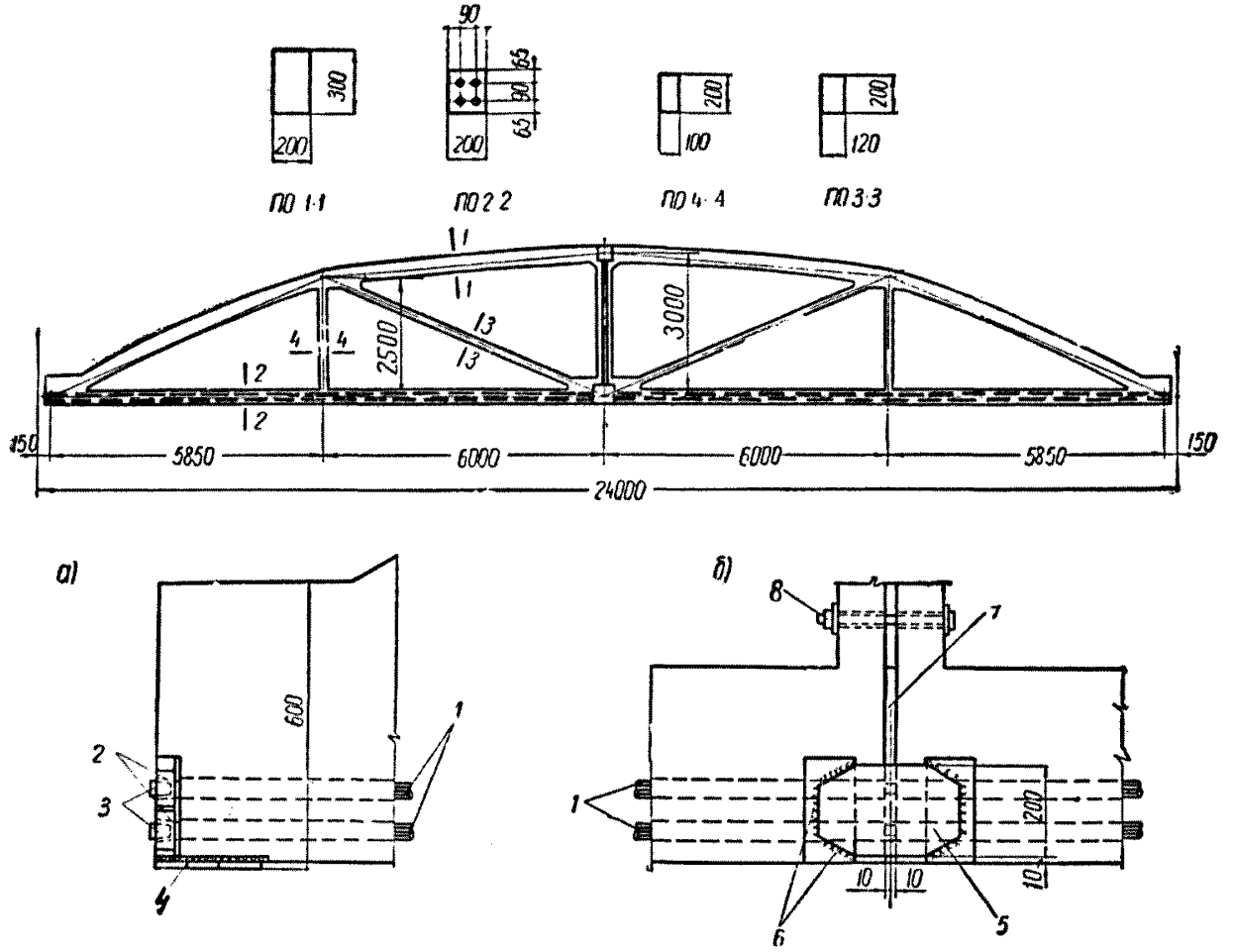


Рис. 12. Предварительно напряженная составная (из двух половин) ферма с пучковой арматурой

а — опорный узел фермы; *б* — средний стык нижнего пояса; *1* — пучки на всю длину пояса; *2* — анкерные колодки; *3* — анкерные пробки; *4* — опорная плита; *5* — накладка стыка ненапряженной арматуры; 6 — монтажные швы; *7* — цементный раствор; *8* — монтажный болт

расположенной у растянутой грани и др.); при этом необходимо устраивать плавные переходы (вуты и т. п.) в местах сопряжения стенок с полками. Отверстия, устраиваемые в стенках элементов, должны иметь закругленную форму, а края стенок около отверстий должны быть усилены арматурой.

76. Насыщение продольной напрягаемой арматурой растянутой и сжатой зон элементов и соотношение между интенсивностью предварительного натяжения обеих арматур устанавливается из условия обеспечения требуемой несущей способности, трещиностойкости и жесткости элементов. При предварительных расчетах изгибаемых элементов с арматурой в сжатой зоне отношение $\frac{F'_н}{F_н}$ можно принять равным 0,25.

Для конструкций 1-й и 2-й категорий трещиностойкости равнодействующая усилий напрягаемой арматуры после обжатия бетона, как правило, не должна выходить за пределы ядра сечения; для изгибаемых, внецентренно сжатых по 1-му случаю и внецентренно растянутых с большим эксцентриситетом элементов, работающих на однозначную нагрузку, место расположения равнодействующей усилий напрягаемой арматуры целесообразно принимать вблизи грани ядра сечения наиболее растянутой зоны элемента.

77. В конструкциях 1-й и 2-й категорий трещиностойкости, в которых равнодействующая усилий напрягаемой арматуры находится в пределах ядра сечения, величину предварительного напряжения арматуры рекомендуется принимать наибольшей в соответствии с указаниями п. 29. В конструкциях 3-й категории трещиностойкости величина предварительного натяжения арматуры может быть принята по расчету, как правило, ниже предельных величин, указанных в п. 29.

78. Арматура, имеющая напряжение $\sigma_0 \leqslant 4\,500$ *кг/см*^{2} и учитываемая в расчете на сжатие, должна проектироваться с учетом требований пп. 161 — 165 НиТУ 123-55.

79. Если требуемая трещиностойкость конструкции может быть обеспечена напряжением части ее арматуры, допускается остальную арматуру применять без предварительного напряжения. При этом вся арматура из высокопрочной холоднотянутой проволоки должна натягиваться при соблюдении требований п. 29, а в качестве ненапрягаемой арматуры можно применять горячекатаную сталь. В элементах с арматурой из горячекатаной стали, подвергнутой механическому упрочнению, площадь сечения ненапрягаемой части арматуры должна быть не более 30% от общей площади сечения арматуры растянутой зоны элемента.

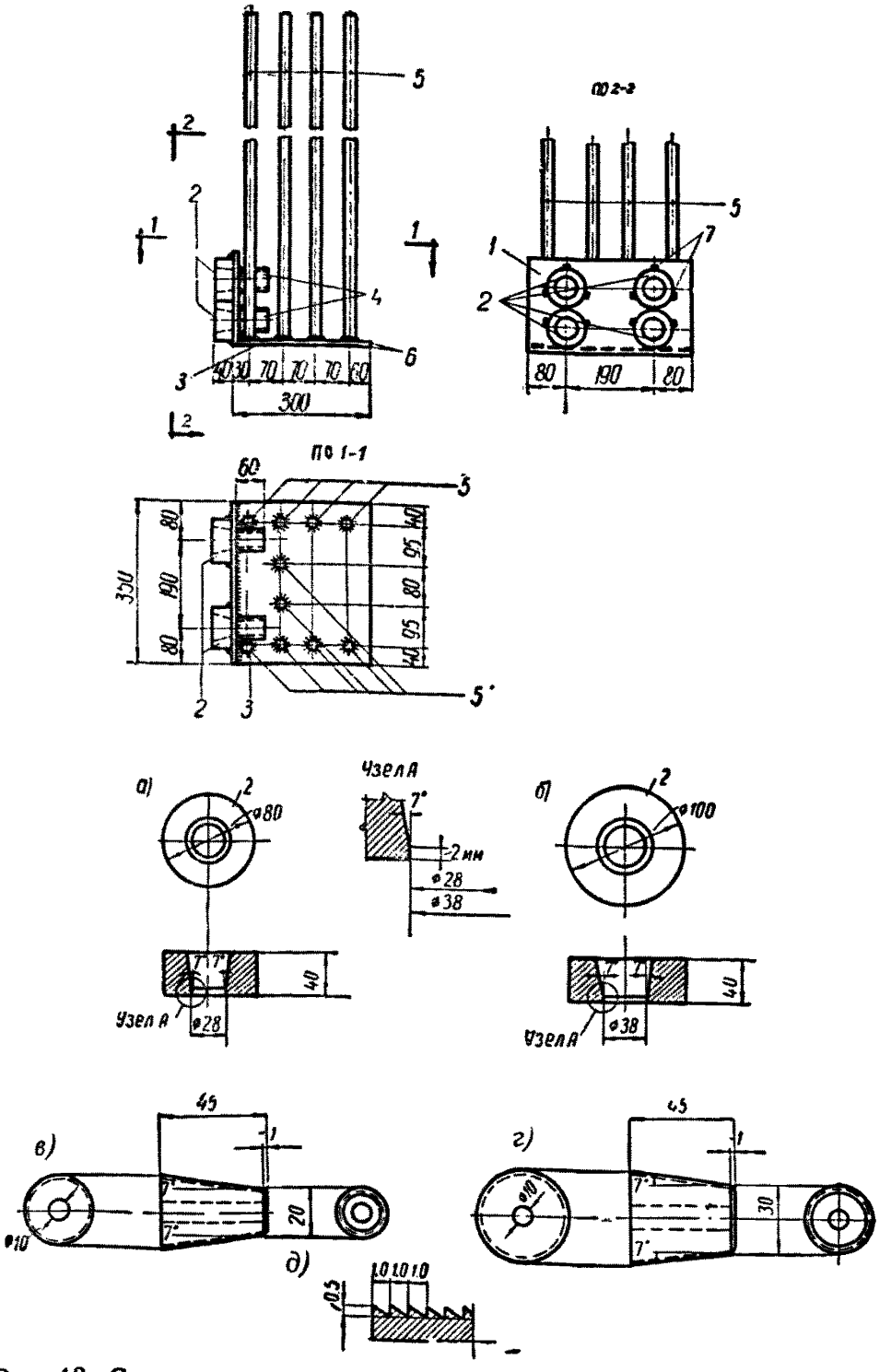


Рис. 13. Стальные закладные детали для анкеровки арматурных пучков на конце элемента

1 — стальная подкладка; *2* — анкерные колодки; *3* — нижняя стальная подкладка; *4* — стальные патрубки; *5* — дополнительная поперечная арматура и анкерные стержни нижней стальной подкладки; *6* — сварка под слоем флюса; *7* — монтажная сварка; *а* — анкерная колодка для 12 проволок Ø 5 *мм*; *б* — анкерная колодка для 18 проволок Ø 5 *мм*; *в* — анкерная пробка для 12 проволок Ø 5 *мм*; *г* — анкерная пробка для 18 проволок Ø 5 *мм*; *д* — профиль нарезки пробок

При применении в растянутой зоне элемента арматуры только из горячекатаной стали, имеющей площадку текучести и не подвергнутой механическому упрочнению, соотношение между площадями напрягаемой и ненапрягаемой арматуры не нормируется.

80. В рабочих чертежах предварительно напряженных конструкций должно быть указано, что в процессе изготовления конструкций не допускается передавать постоянную или временную нагрузку непосредственно на напрягаемую арматуру путем подвески к ней опалубки, вспомогательного оборудования и т. п., если эти нагрузки не учтены расчетом при определении величины натяжения арматуры.

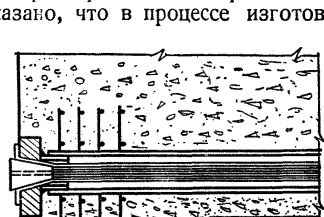


Рис. 14. Местное усиление торца предварительно напряженного элемента с пучковой арматурой под анкерами на опорах

1 — увеличение толщины защитного слоя бетона на опоре под анкером; *2* — дополнительные сварные сетки

81. Местное усиление частей элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций под анкерами напрягаемой арматуры, а также в местах опирания натяжных устройств, может быть выполнено установкой закладных стальных (рис. 13) или железобетонных деталей, либо дополнительной поперечной арматуры, или путем увеличения размеров сечения элемента.

Допускается выполнять местное усиление изменением ширины элемента на опоре и увеличением толщины защитного слоя бетона (рис. 14).

В пустотелых и ребристых элементах при шаге ребер или пустот 300—600 *мм* и напрягаемой арматуре, расположенной только по оси ребер, кроме местного усиления под анкерами, должно производиться усиление всего торца элемента (см. п. 94); расположение арматуры с шагом более 600 *мм* и способ усиления торцов этих элементов могут быть допущены только после опытной проверки.

82. В целях предотвращения образования трещин на торцах мощных элементов при их загружении усилиями от продольной напрягаемой арматуры, а также в целях уменьшения главных растягивающих напряжений в опорных участках целесообразно часть продольной арматуры у опор располагать криволинейно, выводя ее на торец элемента, по

возможности, равномерно по высоте, а в случае необходимости часть арматуры выводить на верхнюю поверхность элемента.

Когда продольная арматура не отгибается, необходимо напрягать поперечную арматуру, либо увеличивать ширину

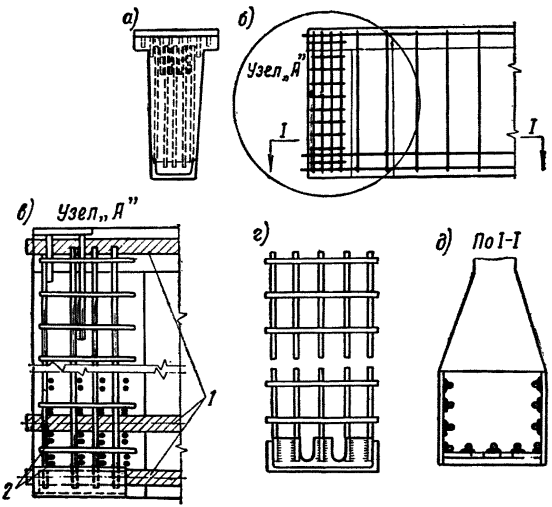


Рис. 15. Усиление торца изгибаемого предварительно напряженного элемента со стержневой арматурой из горячекатаной стали

а — торец балки; *б* — боковой вид балки; *в* — деталь узла *А*; *г* — дополнительная поперечная арматура; *д* — сечение по *1 — 1*, вид на закладную стальную опорную деталь; *1* — предварительно напряженная арматура; *2* — стержни заводятся сбоку

сечения концов элемента и устанавливать дополнительную поперечную ненапрягаемую арматуру (рис. 15) или уменьшать их высоту.

В конструкциях со стержневой продольной арматурой, не имеющей анкеров на концах, сечение концов элементов рекомендуется уширять на длине не менее чем 10 диаметров продольной арматуры.

Напрягаемую поперечную арматуру рекомендуется располагать ближе к торцам элемента и напрягать ранее натяжения продольной арматуры с усилием не менее 15% усилия натяжения продольной арматуры растянутой зоны. При этом

величину напряжения поперечной арматуры следует назначать, по возможности, максимальной (см. п. 29).

При отсутствии поперечной напрягаемой арматуры в конструкциях, воспринимающих сосредоточенные нагрузки (подкрановые балки и т. п.), и при расположении напрягаемой продольной арматуры сосредоточено в верхней и нижней зонах опорного сечения конструкции устанавливают горячекатаную ненапрягаемую поперечную арматуру. Площадь сечения этой арматуры назначают из условия, чтобы воспринять ею не менее 30% усилий, воспринимаемых в предельной стадии (по несущей способности) продольной напрягаемой арматурой нижней зоны опорного сечения. Стержни поперечной арматуры следует надежно заанкеривать по концам, приваривая их к закладным деталям (рис. 16).

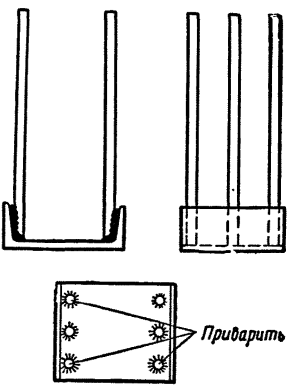


Рис. 16. Анкеровка ненапрягаемых поперечных стержней путем приварки их к стальным закладным деталям

83. При проектировании предварительно напряженных конструкций с повышенными требованиями огнестойкости, кроме общих указаний п. 99 о толщине защитного слоя бетона, следует:

а) дополнительно обеспечивать от прогрева зону анкеровки концов арматуры устройством утолщений на концах элементов или другими способами;

б) надежно обеспечивать расположение арматуры по поперечному сечению (установкой подкладок и другими способами, согласно указаниям п. 86) в целях сохранения заданной толщины защитного слоя бетона;

в) основную часть арматуры растянутой зоны, по возможности, располагать дальше от обогреваемых поверхностей элемента;

г) при предварительном напряжении не всей арматуры растянутой зоны, а только части ее, напрягаемые стержни располагать в местах поперечного сечения элемента, более удаленных от обогреваемых поверхностей;

д) при выборе конструктивной формы элемента отдавать предпочтение конструкциям, арматура которых может быть

надежно защищена от воздействия температуры без применения специальных мероприятий; с этой целью рекомендуется защищать арматуру соседними элементами, дополнительной заливкой стыков бетоном и тому подобными способами;

е) применять эффективные виды штукатурки обогреваемых поверхностей, устройство подвесного потолка, облицовок и т. п.;

ж) предусматривать применение легкого бетона.

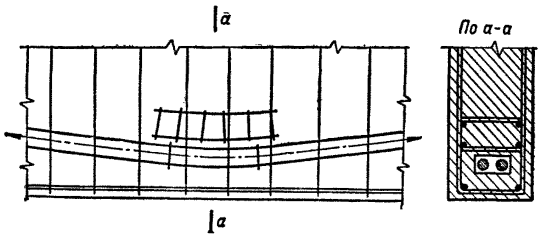


Рис. 17. Усиление бетона дополнительным армированием в местах перегиба напрягаемой арматуры

84. В элементах конструкций каналы для расположения арматуры, натягиваемой на бетон, можно устраивать с применением оболочки из гофрированных стальных трубок, либо удаляемых из бетона стальных спиралей, гладких стальных трубок, стержней, резиновых шлангов и т. п. Внутренний диаметр оболочек или наружный диаметр стальных трубок, стержней, спиралей и шлангов принимается на 5—15 *мм* больше внешнего диаметра пучка или стержня арматуры, либо на 5—10 *мм* больше диаметра анкерного устройства пучков, заводимых в каналы.

Гофрированные трубки можно выполнять из тонкой стальной ленты. В случае применения гладких трубок их можно выполнять из кровельной стали отдельными звеньями, по длине равными длине или ширине листа кровельной стали.

При сборке трубок концы их звеньев должны входить друг в друга не менее чем на 50 *мм*; при этом на чертежах конструкций должны быть указаны мероприятия, обеспечивающие непроницаемость швов и стыков трубок.

В целях уменьшения трения напрягаемых пучков или стержневой арматуры о стенки каналов в местах более резкого изменения их кривизны рекомендуется устанавливать отрезки стальных трубок.

Для обеспечения качественного (без образования воздушных полостей) инъектирования каналов следует предусматри-

вать устройство отводов (тройников), располагаемых вблизи опор, у анкеров пучков или стержней, не доходящих до опоры, и в пролете элементов на расстоянии не более 12 *м* друг от друга.

При подтверждении опытами расстояние между отводами может быть увеличено.

85. При расположении в канале элемента напрягаемой арматуры группами из нескольких пучков или стержней канал на концах элемента должен иметь уширение, позволяющее отводить арматуру и свободно размещать анкерные и натяжные устройства. При этом в местах перегиба напрягаемой арматуры (рис. 17), а также в местах расположения уширения канала необходимо предусматривать усиление бетона элемента (установкой стальных обойм, хомутов или сеток), а также уширение сечения элемента.

2. Расположение арматуры в элементах

86. Расположение арматуры по сечению элемента и его длине должно увязываться с огибающей эпюрой моментов и поперечных сил. Если при укладке и уплотнении бетона

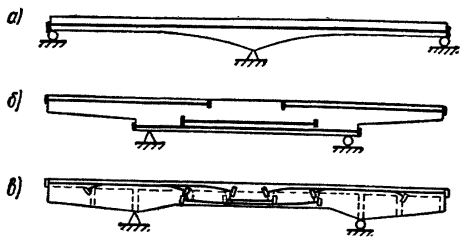


Рис. 18. Примерные схемы армирования предварительно напряженных неразрезной и консольных балок

а — двухпролетная балка с прямолинейной арматурой по всей длине балки; *б* — консольная балка с прямолинейной арматурой на отдельных участках балки; *в* — то же, с арматурой криволинейного очертания

арматура может быть сбита от ее проектного положения, то правильность расположения арматуры по сечению элемента должна обеспечиваться сварными каркасами или сетками, устанавливаемыми на расстоянии 0,6—1 *м*, диафрагмами, шпильками, подставками и другими средствами (подвеска арматуры к опалубке, привязка к ненапрягаемой арматуре и т. п.).

87. Армирование элементов, имеющих двухзначную эпюру изгибающих моментов (консольные балки, неразрезные балки,

ригели рам и т. п.), может быть выполнено различными способами, например:

а) арматурой, проходящей прямолинейно по всей длине элемента или на отдельных участках его (рис. 18, *а* и *б*) — при криволинейном или ломаном очертании элемента; криволинейно (рис 18, *в*, 19, *а*, *б*, *в*) — при прямолинейном, криволинейном и ломаном очертании элемента;

б) установкой необходимого количества арматуры в растянутой зоне в соответствии с эпюрой изгибающих моментов и заанкериванием ее концов непосредственно в этой зоне или с заводкой в сжатую зону.

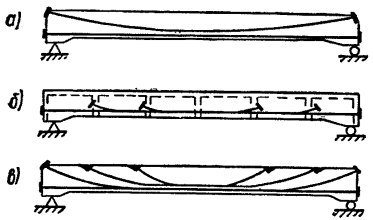


Рис. 19. Примерные схемы армирования разрезных балок арматурой прямолинейного и криволинейного очертания

а — арматура по всей длине элемента; *б* и *в* — часть арматуры заканчивается в пределах длины элемента

88. При применении арматуры криволинейного очертания, напрягаемой на бетон, угол наклона пучков или стержней рекомендуется принимать не более 30°; радиус закругления пучка или стержня рекомендуется принимать:

а) при пучках с арматурой из проволоки диаметром до 5 *мм* включительно — не менее 4 *м*; при диаметре проволоки 6—8 *мм* — не менее 6 *м*;

б) при горячекатаных стержнях диаметром до 25 *мм* включительно — не менее 15 *м*; при диаметрах стержней от 28 до 40 *мм* — не менее 20 *м*.

В целях снижения потерь за счет трения криволинейно располагаемой арматуры необходимо предусматривать: натяжение ее с обоих концов, установку прокладок, снижающих трение, применение вибрирования арматуры через окна в каналах или принимать меньшую длину натягиваемых участков (рис. 20). В виде исключения для пучков с одним местным перегибом, натягиваемых с обоих концов, радиусы кривизны, указанные в подпункте „а", могут быть уменьшены.

89. При проектировании предварительно напряженных конструкций с пучковой арматурой могут быть применены:

а) пучки со стальными или железобетонными анкерами (рис. 21), натягиваемые гидравлическими домкратами двойного действия (см. приложение 7);

б) пучки с нарезными (накатными) наконечниками (рис. 22), натягиваемые гидравлическими домкратами;

в) пучки со стаканами и другими анкерами, натягиваемые гидравлическими домкратами с применением опорных скамеек (см. приложение 7).

Примерная конструкция пучков показана на рис. 23.

Длину проволоки, применяемой для изготовления пучков арматуры, следует назначать с учетом принятого типа анкерных устройств и способов натяжения.

В пучковой арматуре необходимо предусматривать зазоры между отдельными проволоками или группами проволок (например, с помощью установки коротышей в анкерах (рис. 22), спиралей (рис. 23 и др.), обеспечивающие прохождение цементного теста или раствора между проволоками пучка при инъектировании каналов и создание сцепления.

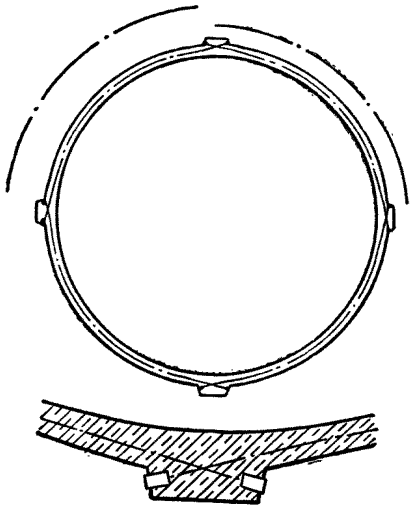


Рис. 20. Схема расположения предварительно напряженной пучковой или стержневой арматуры в стенках резервуаров

90. Если при проектировании конструкции подобранное на основании расчета коли-

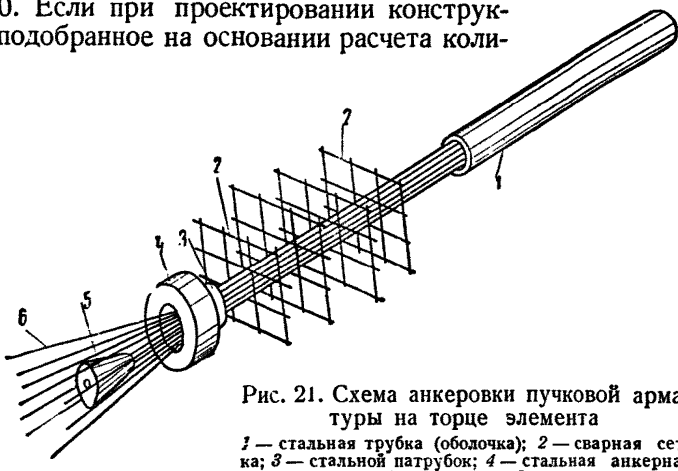


Рис. 21. Схема анкеровки пучковой арматуры на торце элемента

1 — стальная трубка (оболочка); *2* — сварная сетка; *3* — стальной патрубок; *4* — стальная анкерная колодка; *5* — стальная пробка; *6* — арматурный пучок

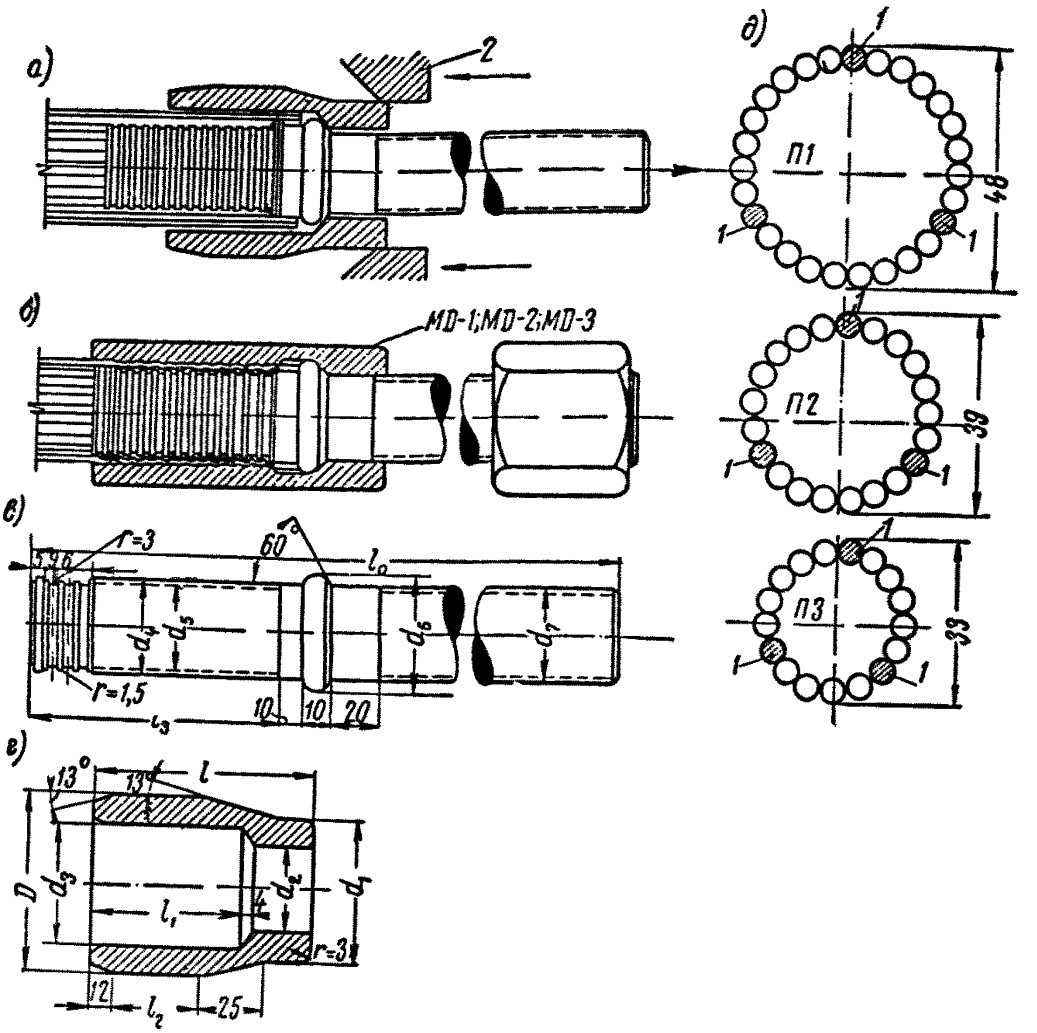


Рис. 22. Деталь зажима для пучков (размеры в табл. 12)

а — зажим до протяжки; *б* — зажим после протяжки; *в* — концевой стержень (из стали марки сталь 45Х; с закалкой до $R_0=40 \div 45°$); *г* — гильзы (из стали марки Ст. 3); *д* — пучки соответственно П124 Ø 5 *мм*, П218 Ø 5 *мм*, П314 Ø 5 *мм*; *1* — коротыши; *2* — кольцо для протяжки

Таблица 12

Данные для подбора зажимов пучковой арматуры

Марка		Количество проволок в пучках	Диаметр гильзы после протяжки в *мм*	Площадь поперечного сечения пучка в *мм*²	Общий вес концевых деталей на два конца в *кг*
пучка	зажима пучка арматуры				
1	2	3	4	5	6
П1	МД-1	24	58	472	7,5
П2	МД-2	18	50	354	5,3
П3	МД-3	14	42	275	3,6

чество проволок при выбранном их диаметре не размещается в целом числе пучков, допускается применять неполные пучки или другой диаметр проволоки, либо другой тип пучков; кроме того, допускается недостающую или избыточную площадь проволок заменять эквивалентной по усилию стержневой ненапрягаемой арматурой, что должно быть подтверждено расчетом.

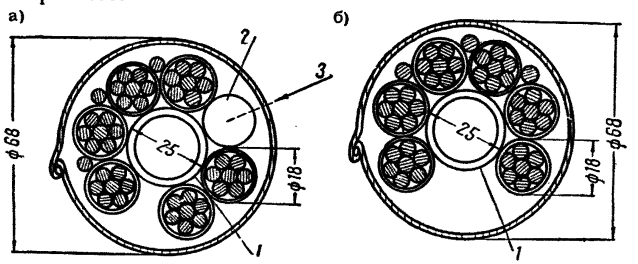


Рис. 23. Примерная конструкция сечения мощного арматурного пучка

а — при инъектировании канала через анкеры и при наличии тройниковых отводов; *б* — при инъектировании канала только через анкеры; *1* — спираль из проволоки Ø 2,5 *мм* с шагом 20 *мм*; *2* — коротыши Ø 18 *мм*, *l*=100 *мм* через 1 *м*; *3* — ось тройника отвода

Аналогичный способ конструирования допускается и при применении напрягаемой горячекатаной стержневой арматуры.

91. У концов предварительно напряженных элементов на участках длинной, равной двум длинам анкерных приспособлений, а при отсутствии анкеров — на длине $10\,d$, но не менее 20 *см*, должны быть установлены сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом 5—7 *см* и диаметром не менее 5 *мм* и не менее $0{,}25\,d$, где d — диаметр стержней продольной арматуры.

92. В пустотелых и ребристых элементах напрягаемую

Продолжение табл. 12

Концевые стержни							Гильзы							
размеры в *мм*						вес в *кг*	размеры в *мм*							вес в *кг*
l_3	d_4	d_5	d_6	d_7	l_0		D	d_1	d_2	d_3	l	l_1	l_2	
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
110	37,5	35	43	М35×2	340	2,4	70	58	35,5	48	100	72	45	1,34
100	29,5	27,5	37	М32×2	320	1,69	59	50	32,5	40	90	64	35	0,97
80	22,7	20,7	32	М28×2	310	1,25	52	42	28,2	33	85	59	30	0,65

продольную арматуру в виде стержней, пучков или прядей следует располагать, как правило, по оси каждого ребра элемента.

3. Анкеровка арматуры

93. Для изготовления стальных анкерных устройств (колодок, шайб, клиньев и т. п.) можно применять стали марок сталь 45Х, сталь 45, сталь 40Х, сталь 40, 25Г2С, Ст. 5 и других аналогичных видов стали; при этом необходимо предусматривать термическую обработку пробок и клиньев в целях повышения их твердости до $R_C = 48 \div 60$ (по Роквеллу).

94. Установка анкеров обязательна для арматуры, напрягаемой на бетон, а при натяжении арматуры на упоры — при недостаточном сцеплении ее с бетоном; при этом анкерные устройства должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне элемента на всех стадиях его работы.

Рекомендуемые типы анкеров приведены в приложении 7.

Анкеры можно не устанавливать, если применяется:

а) холоднотянутая проволока периодического профиля при условии соблюдения требований п. 3, „б" табл. 1;

б) холоднотянутая витая круглая проволока или круглая проволока с обработанной поверхностью при условии соблюдения требований пп. 3, „в" и „г" табл. 1;

в) горячекатаная и холодносплющенная стержневая арматура периодического профиля при условии соблюдения требований п. 3, „д" табл. 1 и п. 8 и установки дополнительной арматуры в виде сварных сеток и хомутов (см. п. 82); при этом длина заделки стержней за грань опоры должна быть не менее $4d$, а толщина защитного слоя бетона (на участке заделки длиной $15d$) — не менее $2d$ и не менее 40 *мм*.

Примечания. 1. При установке стальной опорной детали (плиты или швеллера), надежно заанкеренной в бетоне элемента, допускается принимать защитный слой бетона со стороны опоры таким же, как для сечения в пролете.

2. В плитах, панелях и настилах допускается утолщения на концах элементов не устраивать, если при стержнях диаметром 16—20 *мм* толщина защитного слоя бетона будет не менее 20 *мм*, а при стержнях диаметром до 14 *мм* — не менее 15 *мм*; при этом в опорных участках указанных элементов следует устанавливать дополнительную поперечную арматуру, состоящую не менее чем из двух стержней, диаметром равным 0,5 диаметра напрягаемой арматуры.

95. В конструкциях с арматурой криволинейного очертания анкерные устройства целесообразно размещать на торцах элемента без увеличения нижнего защитного слоя бетона;

в этом случае пучки или стержни арматуры по высоте поперечного сечения следует располагать с учетом размещения анкерных и натяжных устройств на торцах элемента (см. приложение 7). Закладные стальные детали анкерного устройства можно располагать на приливах или в углублениях торца элемента, обеспечивающих перпендикулярное положение анкера к продольной оси натягиваемой арматуры и натяжного устройства. Приливы целесообразно применять для конструкций, не стесненных на торцах соседними элементами, а углубления — при стесненных габаритах на опорах элемента, а также при необходимости скрытого расположения стальных деталей анкера.

96. При размещении анкеров следует учитывать их перемещение при удлинении арматуры в процессе ее натяжения на упоры. После натяжения арматуры анкер должен занимать проектное положение.

Анкерные устройства, располагаемые на поверхности бетона, должны быть защищены слоем дополнительно укладываемого бетона или раствора, или защищены антикоррозийным покрытием. Толщина дополнительно наносимого слоя бетона или раствора должна быть не менее принятой толщины защитного слоя бетона, указанного в п. 99.

4. Стыки арматуры

97. Арматура из холоднотянутой проволоки в предварительно напряженных элементах должна быть, как правило, без стыков. При применении непрерывного армирования до-



Рис. 24. Соединение концов напрягаемой проволоки узлом, допускаемое в конструкциях с непрерывным армированием

пускается соединение конца проволоки одной бухты с концом другой устройством узла (рис. 24) или с помощью соединительных плашек.

98. Стыки стержней напрягаемой и ненапрягаемой арматуры из горячекатаной стали можно выполнять контактной стыковой или дуговой электросваркой согласно указаниям пп. 156—159 НиТУ 123-55.

Примечание. Сварные стыки стержней горячекатаной арматуры впредь до проведения специальных опытов не допускаются в

элементах, подвергаемых действию многократно повторяющейся нагрузки, которая создает в арматуре напряжения, изменяющиеся в широких пределах (шпалы, подкрановые балки и т. п.).

5. Защитный слой бетона

99. Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры принимают согласно указаниям пп. 136 и 137 НиТУ 123-55 и следующих указаний.

а) В балках и колоннах с продольной арматурой, натягиваемой на упоры, толщину защитного слоя принимают при диаметре пучков или стержней:

$d \leqslant 20$ *мм*	— не менее 20 *мм*;
$20 < d \leqslant 32$ *мм*	— не менее 25 *мм*;
при $d > 32$ *мм*	— рекомендуется не менее d.

б) В плитах, стенках, балках, колоннах и других элементах с продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, толщину защитного бетонного слоя от наружной поверхности элемента до внутренней поверхности канала принимают:

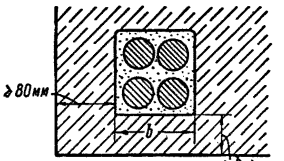


Рис. 25. Защитный слой бетона до ближайшей поверхности канала, предназначенного для группового расположения пучковой или стержневой арматуры

при расположении в каналах по одному пучку или стержню арматуры — не менее 20 *мм* и не менее 0,5 диаметра канала;

при групповом расположении пучков, прядей или стержней арматуры в каналах — не менее 80 *мм* для боковых стенок и не менее 60 *мм* для нижних стенок (рис. 25).

100. При расположении у поверхности элемента напрягаемой арматуры из проволок вплотную друг к другу без зазора необходимо предусматривать конструктивные мероприятия, устраняющие возможность отслоения защитного слоя бетона от поверхности арматуры (установкой коротышей, легких сеток и т. п., рис. 26).

6. Расстояние между пучками и стержнями

101. Расстояние между пучками, стержнями или проволоками по высоте и ширине сечения должно назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, степени местного обжатия бетона, а также габаритов натяжного

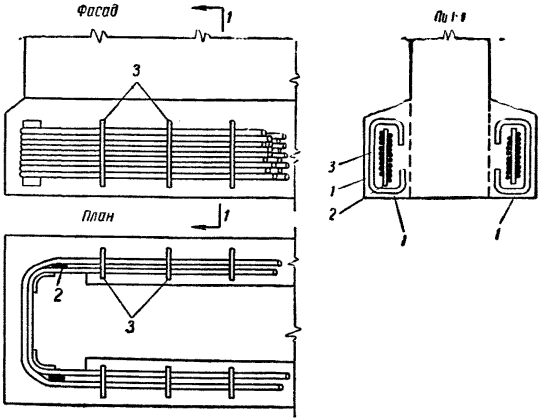


Рис. 26. Конструктивное мероприятие, предохраняющее от возможного отслоения защитного слоя бетона

1 — защитный слой бетона; *2* — прокладка из полосовой или круглой стали; *3* — хомуты

оборудования (домкратов, зажимов и т. п.). При этом расстояние в свету между проволоками, стержнями и пучками арматуры или оболочками каналов в элементах, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепляемых на опалубке, должно обеспечивать свободное прохождение стержня штыковых вибраторов или виброштампующих элементов машин, уплотняющих бетонную смесь.

В конструкциях с непрерывным армированием расположение витков проволоки и расстояние между ними назначают с учетом технических характеристик намоточных машин и поддонов. Схема очередности навивки арматуры и места крепления ее концов должны быть приведены в рабочих чертежах конструкций; пример такой схемы для железобетонной панели перекрытия приведен на рис. 27.

Продольную арматуру, не подвергаемую предварительному напряжению, рекомендуется располагать ближе к наружным поверхностям элементов так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую арматуру (рис. 28).

Расстояние в свету между отдельными натягиваемыми стержнями, прядями или пучками арматуры горизонтальных или наклонных элементов должно быть не менее диаметра канала для арматуры, но не менее 25 *мм*.

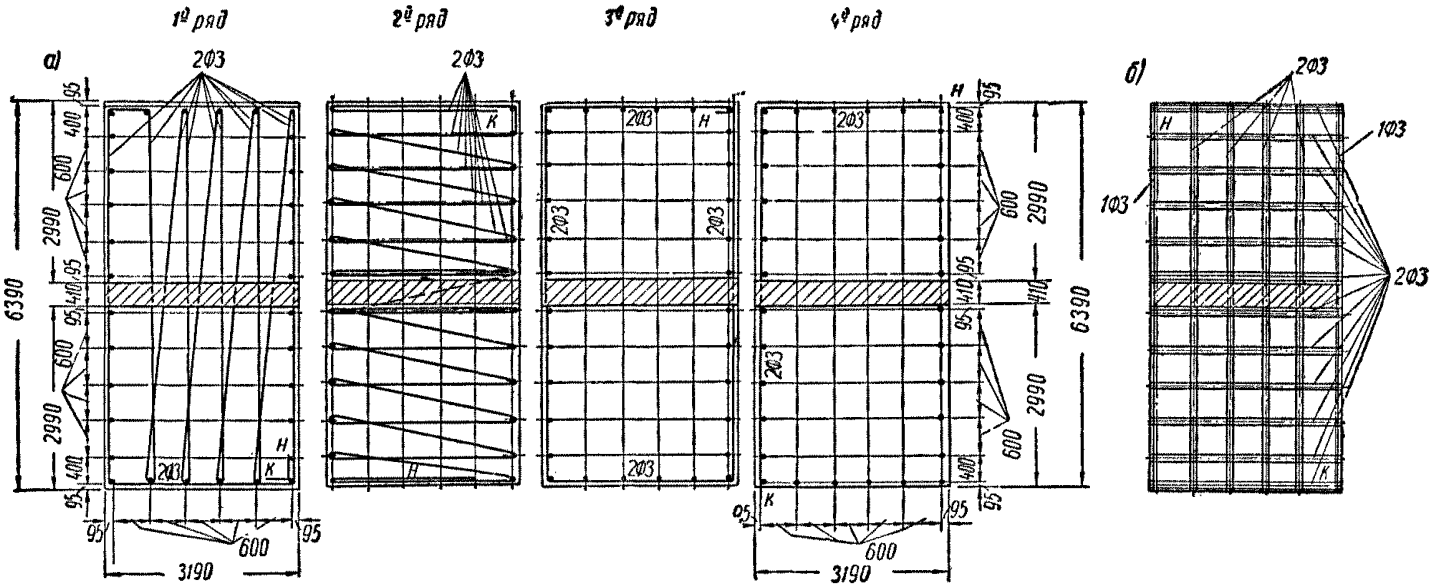


Рис. 27. Схема очередности навивки арматуры и места крепления ее концов в железобетонной панели междуэтажного перекрытия

а — схема навивки нижней арматуры; *б* — схема навивки верхней арматуры; *н* — начало проволоки; *к* — конец проволоки

102. При непрерывном армировании элементов с обеспеченной анкеровкой проволок допускается располагать несколько проволок в одном ряду вплотную без зазоров; при этом каждый ряд проволок следует располагать таким образом, чтобы удобно было производить укладку и уплотнение

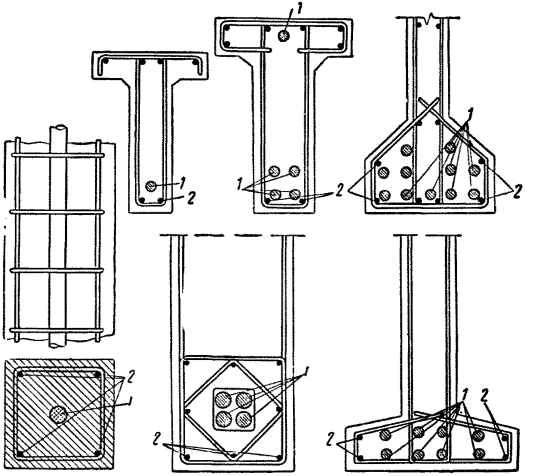


Рис. 28. Схемы расположения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры

1 — напрягаемая арматура; *2* — ненапрягаемая арматура

бетонной смеси, раствора или цементного теста между рядами проволок. Зазор в свету между рядами проволок рекомендуется принимать не менее 15 *мм*.

Допускается в местах изменения направления проволок располагать стальные или из другого материала прокладки, обеспечивающие равномерную передачу усилий с одного ряда проволок на другой.

7. Стыки элементов и закладные детали

103. Стыки сборных предварительно напряженных элементов, воспринимающие расчетные усилия, как правило, выполняют одним из следующих способов:

а) сваркой выпусков арматуры;

б) сваркой стальных закладных деталей, забетонированных в элементах или прочно закрепленных на арматуре;

в) пропуском через каналы и пазы элементов пучков, прядей, болтов или стержней арматуры с последующим натяжением их и инъектированием каналов и заливкой пазов цементным тестом, раствором или бетоном.

Стыки элементов сборных конструкций можно заполнять бетоном или раствором после сварки арматуры; стыки можно выполнять также „насухо", если торцы обжимаемых элементов обеспечивают плотное их сопряжение.

104. Концевые части стыкуемых элементов, имеющие сжатую зону бетона и воспринимающие местные напряжения, должны быть усилены так, чтобы они имели прочность примерно в 1,5 раза больше, чем сечения без стыка.

105. Стальные закладные детали стыков, подвергаемые сварке, следует выполнять из стали марки Ст. 3 или из сталей иных марок, отвечающих условиям свариваемости, а их конструкция должна обеспечивать удобство производства работ.

106. В конструкциях сварных стыков предварительно напряженных элементов и закладных деталей сварка должна предусматриваться по возможности без нагрева или с нагревом не более 100°, присоединенной к ним или расположенной на них напрягаемой арматуры.

В целях предотвращения нагрева бетона в местах сварных стыков сварку следует производить прерывистыми швами ограниченной длины и высоты с выполнением их за несколько приемов.

107. Стыки сборных элементов с напрягаемой арматурой из горячекатаной стали допускается выполнять сваркой выступающих наружу ее концов, которые не имеют предварительного напряжения; при этом в расчетах стыков и закладных деталей должна быть учтена возможность отжига арматуры, если она до применения в дело подвергалась механическому упрочнению.

108. Стыки сборных элементов с дополнительными напрягаемыми пучками или стержнями, а также сварные стыки следует конструировать так, чтобы при передаче через них усилий не происходило разгибания закладных деталей, накладок и выкола бетона.

109. При конструировании стальных закладных деталей в виде плит, обрезков швеллеров, двутавров и т. п. необходимо предусматривать надежное крепление их в бетоне с помощью приварки коротышей из стержней горячекатаной стали

периодического профиля (рис. 29). Приварка к закладным деталям листовой и полосовой стали, разделяющих бетон на отдельные участки, не рекомендуется, если не будут приняты специальные мероприятия против расслоения бетона.

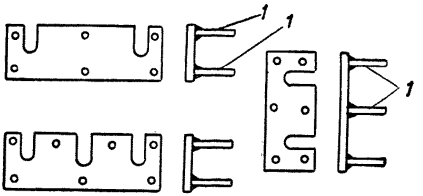


Рис. 29. Стальная плита для равномерной передачи реактивных усилий от предварительно напряженной арматуры

1 — анкеры из стали периодического профиля, приваренные к стальной плите

8. Требования, указываемые в рабочих чертежах и пояснениях к ним и в технических условиях

110. Для проектируемых предварительно напряженных конструкций в рабочих чертежах, пояснениях к ним и в технических условиях на конструкции и детали должны быть указаны:

а) характеристики применяемой стали (марка, профиль, номер ГОСТа или ТУ), отличая при этом напрягаемую арматуру от ненапрягаемой;

б) требования о необходимости испытания механических свойств арматуры в сборных конструкциях, рассчитываемых при $m = 1{,}1$; контроль прочности арматуры должен производиться для всех конструкций в соответствии с требованиями „Технических условий по контролю прочности и жесткости железобетонных деталей сборных конструкций" (ТУ 204-54/МСПМХП) и „Инструкции по методике испытаний на прочность и жесткость железобетонных деталей сборных конструкций" (И 210-56/МСПМХП); при этом определение относительных удлинений и испытания на холодный загиб высокопрочной проволоки должны производиться с учетом требований соответствующих ГОСТ и ТУ;

в) радиусы закругления криволинейной арматуры, места перехода от одной кривизны к другой, а также конструкция и места расположения вспомогательных устройств, снижаю-

щих трение арматуры о стенки каналов и предохраняющих бетон от местного смятия;

г) места расположения отводов (тройников) для нагнетания цементного раствора или теста, а также последовательность инъектирования каналов;

д) материал, конструкцию и места расположения трубок или уплотнительных прокладок, изолирующих полости каналов от проникновения бетона или раствора, укладываемых в стык, а при выполнении стыка „насухо" — предотвращающих вытекание раствора из канала при инъектировании;

е) схема очередности навивки непрерывной арматуры и места крепления ее концов, последовательность натяжения пучков или стержней, величина усилия натяжения (напряжения) и порядок спуска натяжения арматуры;

ж) места обрезки напрягаемой арматуры изготовленного элемента и способы защиты от коррозии и высокой температуры этой арматуры, а также стальных анкерных устройств и закладных деталей, выступающих на поверхность конструкции; для конструкций с непрерывной арматурой, наматываемой на штыри или закладные детали, удаляемые из бетона, необходимо также указывать требования о заполнении выемок или гнезд бетоном или раствором;

з) места расположения концов или петель арматуры, не доводимой до опоры;

и) марка бетона, соответствующий ей возраст, требуемая прочность бетона к моменту его предварительного обжатия, а также марки бетона, раствора и затвердевшего цементного теста, используемых для образования защитных слоев, заполнения каналов и т. п. Кроме того, должна указываться требуемая прочность бетона, раствора и затвердевшего цементного теста к моменту отпуска изделия с завода, назначаемых в соответствии с Техническими условиями (ТУ 204-54/МСПМХП) и специальными техническими условиями на отдельные виды изделий;

к) наименьшие размеры опорных площадей и способы опирания элементов конструкций, места для захвата при подъеме и сборке, места опирания при транспортировании и складировании, очертание и толщина швов, характер обработки стыковых плоскостей, а также требования по заливке швов;

л) схемы испытания, контрольные значения прогибов, величина нагрузки, соответствующая образованию трещин в бетоне, а также исчерпанию несущей способности конструкций, образцы которых подвергаются испытанию; при этом

трещиностойкость должна определяться из условия проявления потерь предварительного напряжения, происходящих до обжатия бетона (см. п. 28);

м) места установки и конструкция диафрагм, подставок, шпилек и т. п., обеспечивающих проектное положение арматуры при изготовлении конструкции;

н) требования об устройстве защитного слоя бетона сразу же после окончания натяжения всей арматуры, расположенной в каналах, выемках или на поверхности конструкции;

о) требования о том, что обжатие бетона поперечной арматурой, устанавливаемой у концов элемента с целью повышения трещиностойкости торцовых участков, должно производиться до обжатия элемента продольной арматурой;

п) требования о недопущении передачи на напрягаемую арматуру нагрузки, указанной в п. 80, если она не учтена при определении величины натяжения арматуры;

р) прочность бетона и величина усилий в арматуре, напрягаемой на бетон, при ее повторном натяжении, а также время выдержки конструкции между первым и повторным натяжениями.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

ФОРМУЛЫ, ГРАФИКИ, ТАБЛИЦЫ И ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

1. Центрально растянутые элементы

1. Предварительно напряженные центрально растянутые элементы рассчитывают по формуле

$$N \leqslant m(R_{\text{ну}}F_{\text{н}} + R_{\text{ау}}F_{\text{а}}), \qquad (1)$$

где N — расчетная продольная сила;
m — коэффициент условий работы элемента;
$F_{\text{н}}$ — площадь сечения напрягаемой арматуры;
$R_{\text{ну}}$ — условное расчетное сопротивление напрягаемой арматуры;
$F_{\text{а}}$ — площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
$R_{\text{ау}}$ — условное расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры.

Примечание. В формуле (1) приняты две марки стали; при выполнении арматуры из большего числа марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением.

2. Центрально сжатые элементы

2. Центрально сжатые элементы с предварительно напряженной продольной арматурой и ненапрягаемыми хомутами рассчитывают по формуле

$$N \leqslant m\varphi(R_{\text{пру}}F_{\text{б}} + R_{\text{ау}}F_{\text{а}} + \sigma'_{\text{с}}F_{\text{н}}), \qquad (2)$$

где φ — наименьший коэффициент продольного изгиба;
$R_{\text{пру}}$ — условное расчетное сопротивление бетона;
$F_{\text{б}}$ — площадь сечения бетона;
$F'_{\text{а}}$ — площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры;
$R_{\text{ау}}$ — условное расчетное сопротивление сжатой ненапрягаемой арматуры;

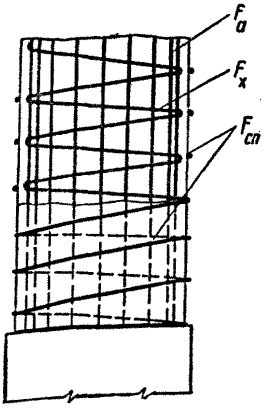
$F_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры;

σ'_c — напряжение в напрягаемой арматуре в предельном состоянии при разрушении бетона от сжатия.

Величину напряжения σ'_c принимают с учетом указаний п. 43 по формуле (10) инструкции

$$\sigma'_c = R_{ну} - \sigma'_0. \qquad (2')$$

Примечания. I. В формуле (2) приняты две марки стали; при выполнении арматуры из большего числа марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением, а для напрягаемой арматуры также со своим напряжением σ'_0.



2. Величину $R_{ну}$ принимают в зависимости от марки стали, но не более 3 600 *кг/см²*.

3. При суммарном насыщении продольной арматурой более 3% площадь сечения $F_б$ принимают равной сечению элемента F за вычетом площади сечения продольной арматуры. При насыщении арматурой до 3% площадь сечения $F_б$ принимают равной площади сечения элемента F.

Коэффициент продольного изгиба φ в формуле (2) принимают в соответствии с п. 67 (8.2) НиТУ 123-55.

3. Центрально сжатые сплошные или толстостенные элементы с косвенной напрягаемой арматурой в виде непрерывной спирали при $\frac{l_0}{d} \leqslant 12$ (рис. 1) рассчитывают по формуле

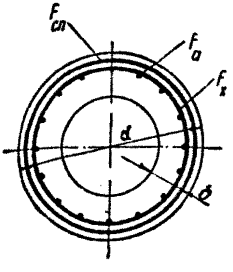


Рис. 1

$$N \leqslant m\left[R_{прy} F_я + R_{ау} F_а + \right.$$
$$\left. + 8R_{ну} F_{сп} \frac{\delta}{d_я}\left(1 - \frac{\delta}{d_я}\right)\right], \qquad (3)$$

где $F_я$ — площадь сечения ядра элемента, определяемая по формуле

$$F_я = \pi d_я \delta \left(1 - \frac{\delta}{d_я}\right); \qquad (3')$$

$F_{сп}$ — приведенная площадь сечения напрягаемой спирали, определяемая по формуле

$$F_{сп} = \frac{\pi d_я f_{сп}}{S}; \qquad (3'')$$

$d_я$ — диаметр ядра элемента;

$f_{сп}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали;

S — шаг спирали;

δ — толщина стенки полого сечения или $\frac{d_я}{2}$ сплошного сечения.

Примечания. 1. Толстостенными элементами называются элементы с толщиной стенки $\delta \geqslant 0{,}3d_я$; на элементы с меньшей толщиной стенок указания настоящего пункта не распространяются.

2. При $\frac{l_0}{d} > 12$ влияние косвенной арматуры не учитывается и расчет производят как для колонн с обыкновенными хомутами.

3. Величина предельного усилия для элементов с косвенной арматурой не должна превышать полуторного значения предельного усилия для элемента того же сечения с обыкновенными хомутами.

4. Если при наличии косвенного армирования предельное усилие оказывается меньше, чем с обыкновенными хомутами, то расчет производят по указаниям п. 2 настоящего приложения.

5. Величину предварительного напряжения непрерывной спиральной арматуры в сборных элементах кольцевого и круглого сечений, работающих на центральное сжатие, следует принимать в пределах от 0,3 до 0,5 $R_н^н$.

3. Изгибаемые элементы

а) Элементы любой симметричной относительно плоскости изгиба формы сечения

4. Сечения любой симметричной формы (нормальные к оси изгибаемых элементов) рассчитывают по формуле

$$M \leqslant m(R_{ну} S_б + \sigma_с' S_н + R_{ау} S_а); \qquad (4)$$

при этом положение нейтральной оси определяют из условия:

$$R_{ну} F_н + R_{ау} F_а - \sigma_с' F_н' - R_{ау} F_а' = R_{иу} F_б. \qquad (5)$$

Сечение сжатой зоны должно удовлетворять условиям:

$$S_б \leqslant 0{,}8\, S_0{}^* \qquad (6)$$

$$z \leqslant h_0 - a'. \qquad (7)$$

В формулах (4) — (7):

M — расчетный изгибающий момент;

$F_н$ и $F_н'$ — площади сечения продольной напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах (рис. 2);

---

* Кроме кольцевых (трубчатых) сечений с арматурой, равномерно распределенной по периметру.

$F_а$ и $F'_а$ — площади сечений продольной ненапрягаемой арматуры, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах;

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона, высоту которой определяют из формулы (5), относительно равнодействующей растягивающих усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$;

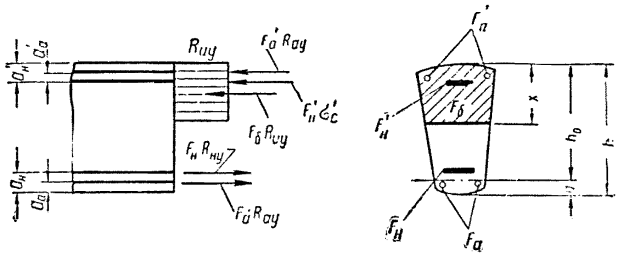


Рис. 2

S_0 — статический момент площади всего рабочего сечения бетона (высотой h_0) относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре $F_н$ и $F_а$;

$S_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F'_н$ относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре $F_н$ и $F_а$; $S_н = F_н(h_0 - a)$;

$S_а$ — то же, площади сечения арматуры $F'_а$;

h_0 — рабочая высота сечения, равная расстоянию от равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$ до сжатой грани сечения;

a — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$ до растянутой грани сечения;

a' — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре $F'_н$ и $F'_а$ до сжатой грани сечения;

z — расстояние от равнодействующей растягивающих усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$ до центра тяжести сжатой зоны бетона;

$a'_н$ — расстояние от центра тяжести сечения арматуры $F'_н$ до сжатой грани сечения;

$a'_а$ — расстояние от центра тяжести сечения арматуры $F'_а$ до сжатой грани сечения.

Примечания. 1. Если равнодействующая усилий в арматуре $F_а$ не превышает 20% от равнодействующей усилий в арматуре $F_н$, то значения $S_б$, $S_о$, $S_н$ и $S_а$, а также $h_о$ и z можно принимать относительно центра тяжести арматуры $F_н$.

2. Если величина $\sigma'_с$ отрицательная, то в формуле (7) вместо a' следует принимать величину $a'_а$.

Величину $\sigma'_с$ — напряжения в арматуре $F'_н$ в предельном состоянии при разрушении бетона от сжатия при изгибе — определяют по п. 43 инструкции.

Условное расчетное сопротивление арматуры сжатию должно приниматься в зависимости от марки стали, но не более $R_{ну} = 3\,600$ *кг/см*^{2}.

Примечания. 1. Полку тавровых сечений, расположенную у растянутой грани, в расчете не учитывают.

2. Если при расчете сечений величина $\sigma'_с$ отрицательная, а арматуру $F'_а$ не учитывают, условие (7) отпадает.

3. Применение сечений с двойной арматурой, не удовлетворяющих условию

$$M \leqslant m\,[R_{ну} S_о + \sigma'_с F'_н (h_о - a'_н)], \qquad (4')$$

не рекомендуется.

4. Если при расчете изгибаемых элементов сборных конструкций вводят коэффициент условий работы $m = 1{,}1$, необходимо соблюдение условия

$$S_б \leqslant 0{,}6\, S_о\,. \qquad (6')$$

5. В формулах (4) и (5) приняты две марки стали. При выполнении арматуры из большего числа марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением, а для напрягаемой арматуры также со своим $\sigma'_с$.

5. В изгибаемых элементах расчетную сжатую ненапрягаемую арматуру можно применять только при ограниченной высоте сечения, наличии изгибающих моментов двух знаков, или каких-либо особых требований.

б) Элементы прямоугольного сечения или таврового с полкой, расположенной у растянутой грани

6. Изгибаемые элементы прямоугольного сечения или таврового с полкой, расположенной у растянутой грани, рассчитывают по формуле

$$M \leqslant m \left[R_{ну} b x \left(h_о - \frac{x}{2} \right) + \sigma'_с F'_н (h_о - a'_н) + R_{ау} F'_а (h_о - a'_а) \right]; \qquad (8)$$

при этом положение нейтральной оси (рис. 3) определяется из формулы

$$R_{ну}F_н + R_{ау}F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ау}F'_а = R_{иу}bx. \quad (9)$$

Сечение сжатой зоны должно удовлетворять условиям:

$$x \leqslant 0{,}55h_0; \quad (10)$$

$$x \geqslant 2a'; \quad (11)$$

в этом случае не требуется проверки условия (6).
При

$$x > 0{,}55h_0 \quad (10')$$

необходимо увеличить размеры сечения или повысить марку бетона. При нецелесообразности увеличения размеров сечения

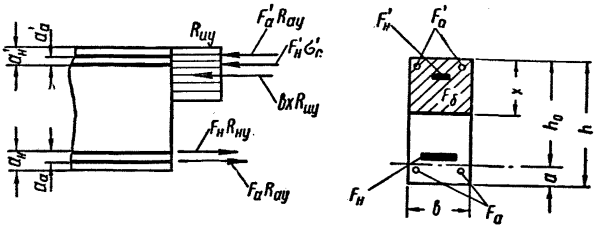


Рис. 3

и повышения марки бетона разрешается в отдельных случаях увеличивать сечение сжатой арматуры, не подвергаемой предварительному напряжению.

Если при больших значениях $\frac{a'}{h_0}$ оказывается, что выполнение условия (11) приводит к уменьшению расчетной несущей способности по сравнению с расчетом без сжатой арматуры, то сжатую арматуру $F'_а$ в расчете не учитывают, а условие (11) отпадает.

Это имеет место при

$$x_0 \leqslant 2a', \quad (11')$$

где x_0 — высота сжатой зоны без учета сжатой арматуры $F'_а$.

7. Практический расчет прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения или таврового с полкой, расположенной у растянутой грани, рекомендуется производить следующим образом.

Для определения несущей способности (расчетного изгибающего момента) при заданных геометрических размерах сечения, арматуре, условных расчетных сопротивлениях бетона и стали определяют величину

$$\alpha_I = \frac{F_н R_н + F_a R_{ay} - F'_н \sigma'_c - F'_a R_{ay}}{b h_0 R_{иу}}. \quad (12)$$

В табл. 1 приложения 1 по величине α_I находят значение A_{oI}. Определяют величину расчетного изгибающего момента по формуле

$$M = m [A_{oI} b h_0^2 R_{иу} + F'_н \sigma'_c (h_o - a'_н) + F'_a R_{ay} (h_o - a'_a)], \quad (13)$$

величина α_I должна удовлетворять условию

$$\alpha_I \leqslant 0{,}55. \quad (12')$$

Необходимое сечение сжатой арматуры F'_a при заданном расчетном изгибающем моменте, геометрических размерах сечения, условных расчетных сопротивлениях бетона и арматуры определяют по формуле

$$F'_a = \frac{\frac{M}{m} - \sigma'_c F'_н (h_o - a'_н) - 0{,}4 b h_0^2 R_{иу}}{R_{ay} (h_o - a'_a)}. \quad (14)$$

Необходимую площадь сечения растянутой арматуры $F_н$ определяют следующим образом.

Вычисляют значение A_{oI} по формуле

$$A_{oI} = \frac{\frac{M}{m} - \sigma'_c F'_н (h_o - a'_н) - R_{ay} F'_a (h_o - a'_a)}{b h_0^2 R_{иу}}. \quad (15)$$

В табл. 1 по значению A_{oI} определяют величину α_I. Площадь сечения арматуры $F_н$ определяют по формуле

$$F_н = \frac{\alpha_I b h_o R_{иу} + F'_a R_{ay} + F'_н \sigma'_c - F_a R_{ay}}{R_{ну}}. \quad (16)$$

в) Элементы двутаврового и таврового сечения с полкой, расположенной у сжатой грани

8. Изгибаемые элементы двутаврового сечения или таврового с полкой, расположенной у сжатой грани, рассчитывают следующим образом (рис. 4).

1. Если соблюдено условие

$$R_{ну}F_н + R_{ау}F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ау}F'_а \leqslant R_{ну}b_п h_п, \qquad (17)$$

где $h_п$, $b_п$ — высота и ширина сжатой полки,

то сечение рассчитывают как прямоугольное шириной $b_п$.

При этом, если

$$\frac{h_п}{h_о} \leqslant 0{,}2, \qquad (18')$$

разрешается рассчитывать по формуле

$$M \leqslant m\left[(R_{ну}F_н + R_{ау}F_а)\left(h_о - \frac{h_п}{2}\right)\right]. \qquad (18)$$

2. Если соблюдено условие

$$R_{ну}F_н + R_{ау}F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ау}F'_а > R_{ну}b_п h_п, \qquad (19)$$

т. е. нейтральная ось проходит в ребре, то сечение рассчиты-

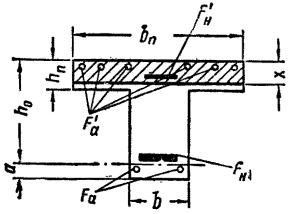


Рис. 4

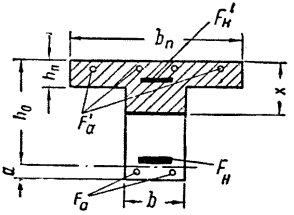


Рис. 5

вают с учетом работы сжатого бетона в ребре (рис. 5) по формуле

$$M \leqslant m\left[R_{ну}bx\left(h_о - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8R_{ну}(b_п - b)\left(h_о - \frac{h_п}{2}\right)h_п + \right.$$
$$\left. + \sigma'_с F'_н (h_о - a'_н) + R_{ау}F'_а (h_о - a'_а)\right]. \qquad (20)$$

При этом положение нейтральной оси определяют из условия

$$R_{ну}F_н + R_{ау}F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ау}F'_а = R_{ну}[bx + 0{,}8(b_п - b)h_п]. \qquad (21)$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию (6).

Применительно к сечениям с полкой, расположенной у сжатой грани, условие (6) принимает следующий вид:

$$S_б \leqslant A_{омакс}bh_о^2, \qquad (22)$$

где

$$A_{\text{омакс}} = 0{,}4\left[1 + 2\frac{h_{\text{п}}}{h_0}\left(\frac{b_{\text{п}}}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\frac{h_{\text{п}}}{h_0}\right)\right]. \qquad (23)$$

Значение $A_{\text{омакс}}$ в зависимости от соотношений $\frac{b_{\text{п}}}{b}$ и $\frac{h_{\text{п}}}{h_0}$ даны на графике 1 приложения 1.

9. Расчетная ширина полки $b_{\text{п}}$ не должна превышать величин:

а) для самостоятельных балок, плит, настилов и т. п.— $^1/_3$ их пролета, а также $12\,h_{\text{п}} + b$;

б) для второстепенных балок монолитных ребристых перекрытий — расстояния между их осями, а для главных балок — $^1/_2$ пролета l балки (т. е. $^1/_4$ в каждую сторону от ребра).

Примечания. 1. Для предварительно напряженных сборных двутавровых и тавровых балок полку в сжатой зоне не вводят в расчет, если $h_{\text{п}} < \frac{h}{20}$; при $\frac{h}{10} > h_{\text{п}} > \frac{h}{20}$ вводимая в расчет ширина полки не должна превышать $6h_{\text{п}} + b$.

2. При расчете балок монолитных ребристых перекрытий с отношением $\frac{h_{\text{п}}}{h_0} < 0{,}1$ вводимая в расчет ширина полки не должна превышать $12h_{\text{п}} + b$.

3. При наличии в плитах поперечных промежуточных ребер расчетную ширину полки при расчете продольных ребер можно принимать равной ее полной ширине.

4. При расчете элементов двутаврового и таврового сечения с учетом сжатия в ребре расчетную ширину каждого свеса полки следует принимать с коэффициентами 0,8. В формулах (20) и (21) коэффициент 0,8 учтен. При определении $A_{\text{омакс}}$ по формуле (23) коэффициент 0,8 учитывать не следует.

10. Практический расчет прочности изгибаемых элементов двутаврового и таврового сечения с полкой, расположенной у сжатой грани, рекомендуется вести следующим образом.

Для определения несущей способности (расчетного изгибающего момента) при заданных геометрических размерах сечения, арматуре, условных расчетных сопротивлениях бетона и стали определяют величину α_{I} по формуле (12).

Если значение α_{I} удовлетворяет условию

$$\alpha_{\text{I}} \leqslant \alpha_{\text{п}}, \qquad (24)$$

где

$$\alpha_{\text{п}} = \frac{h_{\text{п}}}{h_0} \cdot \frac{b_{\text{п}}}{b}, \qquad (25)$$

то условие (17) соблюдено и нейтральная ось проходит в полке. Расчет в этом случае производят как и для прямоугольных сечений по формулам (8)—(16), причем за ширину прямоугольного сечения принимают значение $b_п$.

При заданном расчетном моменте вопрос о том, располагается ли нейтральная ось в пределах полки или в пределах ребра, может быть решен из сопоставления расчетного момента и момента, воспринимаемого сечением при расположении нейтральной оси по низу полки.

Если соблюдено условие

$$M \leqslant m\left[b_п h_п\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)R_{иу} + F'_н\sigma'_с(h_0 - a'_н) + \right.$$
$$\left. + F'_а R_{ау}(h_0 - a'_а)\right], \qquad (26)$$

то нейтральная ось проходит в пределах полки и расчет производят как прямоугольного сечения шириной $b_п$.

В случаях, когда условия (24) или (26) не удовлетворены, расчет ведут с учетом работы сжатого бетона в ребре; при этом определяют величину

$$\alpha_{II} = \alpha_I - \alpha_{св}, \qquad (27)$$

где α_I — величина, вычисленная по формуле (12), а

$$\alpha_{св} = 0{,}8\,\frac{(b_п - b)h_п}{bh_0}. \qquad (27')$$

По величине α_{II} в табл. 1 * находят соответствующее значение $A_{оII}$ и определяют величину расчетного момента M по формуле

$$M = m\left[(A_{оII} + A_{осв})bh_0^2 R_{иу} + F'_н\sigma'_с(h_0 - a'_н) + \right.$$
$$\left. + F'_а R_{ау}(h_0 - a'_а)\right], \qquad (28)$$

где

$$A_{осв} = 0{,}8\,\frac{h_п}{h_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0}\right). \qquad (29)$$

Значения $\alpha_{св}$ и $A_{осв}$ можно получить из графика 2. При необходимости определения площади сечения арматуры $F'_а$ при заданном расчетном изгибающем моменте расчет производят следующим образом.

---

* Коэффициент $A_{оII}$ принимают по табл. 1 приложения 1 по графе для значений коэффициента $\alpha_{II} = \alpha$.

Сечение арматуры $F'_а$ определяют по формуле

$$F'_а = \frac{\frac{M}{m} - \sigma'_с F'_н (h_о - a'_н) - A_{омакс} b h_о^2 R_{ну}}{R_{ау}(h_о - a'_а)}. \quad (30)$$

Для определения необходимой площади сечения растянутой арматуры $F_н$ вычисляют значение $A_{оII}$ по формуле

$$A_{оII} = \frac{\frac{M}{m} - \sigma'_с F'_н (h_о - a'_н) - R_{ау} F'_а (h_о - a'_а)}{b h_о^2 R_{ну}} - A_{осв}. \quad (31)$$

В табл. 1 находят значение α_{II}, соответствующее величине $A_{оII}$.

Сечение арматуры $F_н$ определяют по формуле

$$F_н = \frac{(\alpha_{II} + \alpha_{св}) b h_о R_{ну} + F'_н \sigma'_с + F'_а R_{ау} - F_а R_{ау}}{R_{ну}}. \quad (32)$$

г) Элементы кольцевого (трубчатого) сечения

11. Изгибаемые элементы кольцевого (трубчатого) сечения с напрягаемой арматурой, равномерно распределенной по периметру (рис. 6), допускается рассчитывать по формуле

$$M \leqslant \frac{m}{\pi}\left(F R'_{ну} \frac{r_1 + r_2}{2} + 2 r_н F_н R_{ну} \right) \sin \frac{\pi F_н R_{ну}}{F R'_{ну} + 2 F_н R_{ну}}, \quad (33)$$

где $$R'_{ну} = R_{ну} - \frac{F_н \sigma_о}{0{,}8F}; \quad (33')$$

$\sigma_о$ — напряжение в арматуре после проявления всех потерь (см. п. 28 инструкции).

При этом площадь сечения всей продольной арматуры должна удовлетворять условию

$$\frac{F_н R_{ну}}{F R'_{ну}} \leqslant 0{,}8. \quad (34)$$



Рис. 6

д) Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту и поперечной силе

12. Наклонные сечения (рис. 7) по изгибающему моменту рассчитывают по формуле

$$M \leqslant m(R_{ну} F_н z_н + \sum F_{но} z_{но} R_{ну} + \sum F_{нх} z_{нх} R_{ну} + F_а z_а R_{ау} + \\ + \sum F_{ао} z_{ао} R_{ау} + \sum F_{ах} z_{ах} R_{ау}), \quad (35)$$

где $F_{но}$ и $F_{ао}$ — соответственно площади сечения всех напрягаемых и ненапрягаемых отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к оси элемента плоскости;

$F_{нх}$ и $F_{ах}$ — соответственно площади сечений всех ветвей напрягаемых и ненапрягаемых хомутов, расположенных в одной плоскости, нормальной к оси элемента;

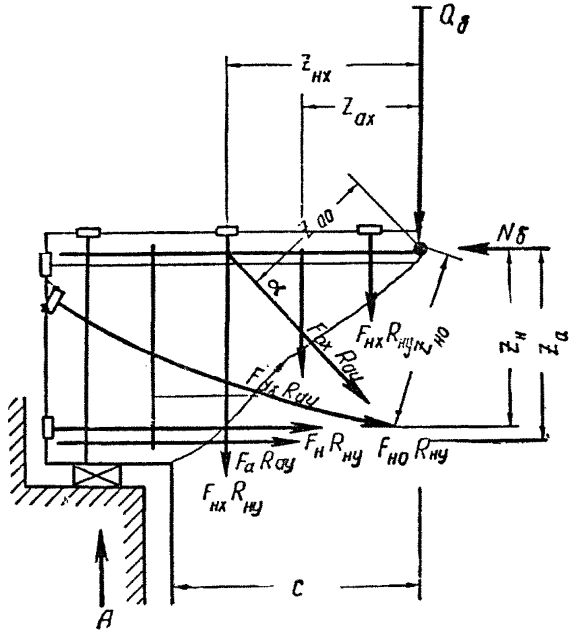


Рис. 7

Предельное состояние предварительно напряженного железобетонного изгибаемого элемента при расчете наклонных сечений по поперечной силе

$z_н$, $z_{но}$ и $z_{нх}$ — расстояния от центра тяжести сечения напрягаемой растянутой арматуры, соответственно продольной, отгибов и хомутов до центра тяжести сжатой зоны;

$z_а$, $z_{ао}$ и $z_{ах}$ — то же, для ненапрягаемой арматуры соответственно продольной, отгибов и хомутов.

Примечание. В формуле (35) приняты две марки стали. При выполнении арматуры из большего числа марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением.

13. Наклонные сечения по поперечной силе (рис. 7) рассчитывают по формуле

$$Q \leqslant m\left(\sum R_{\text{ну}} F_{\text{но}} \sin\alpha + \sum R_{\text{ну}} F_{\text{нх}} + \sum R_{\text{ау}} F_{\text{ао}} \sin\alpha + \right.$$
$$\left. + \sum R_{\text{ау}} F_{\text{ах}} + Q_{\text{б}}\right), \qquad (36)$$

где

$$Q_{\text{б}} = \frac{0{,}15 R_{\text{ну}} b h_{\text{о}}^2}{c}; \qquad (37)$$

Q — расчетная поперечная сила;

$Q_{\text{б}}$ — проекция предельного усилия в бетоне сжатой зоны в наклонном сечении на нормаль к оси элемента;

c — длина проекции всего наклонного сечения на ось элемента (см. указания п. 81 НиТУ 123-55 с использованием значений $R_{\text{ну}}$);

α — угол наклона отогнутых стержней к оси элемента.

Примечание. В формулах (36) и (40) величина угла наклона отогнутых стержней α принята постоянной; при различных углах наклона усилия в отогнутых стержнях определяют с учетом фактических углов наклона.

14. Предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента $q_{\text{х}}$ определяют по формуле

$$q_{\text{х}} = \frac{R_{\text{ну}} f_{\text{нх}} n_1}{a_1} + \frac{R_{\text{ау}} f_{\text{ах}} n}{a}, \qquad (38)$$

где $f_{\text{нх}}$ и $f_{\text{ах}}$ — площадь сечения одной ветви напрягаемого и ненапрягаемого хомута;

n_1 и n — число ветвей хомутов с площадью сечения $f_{\text{нх}}$ и $f_{\text{ах}}$ в одном сечении элемента;

a_1 и a — расстояние между хомутами $f_{\text{нх}}$ и $f_{\text{ах}}$ по длине элемента.

15. В тех наклонных сечениях, где принятое сечение хомутов не удовлетворяет условию

$$Q \leqslant m Q_{\text{хб}}, \qquad (39)$$

где

$$Q_{\text{хб}} = \sqrt{0{,}6 R_{\text{ну}} b h_{\text{о}}^2 q_{\text{х}}}, \qquad (39')$$

необходимо увеличить площадь сечения хомутов или поставить отогнутую ненапрягаемую или напрягаемую арматуру.

В последнем случае необходимую площадь сечения отгибов, располагаемых в одной плоскости, определяют по формуле

$$F_{\text{но}} R_{\text{ну}} \sin\alpha + F_{\text{а}} R_{\text{ау}} \sin\alpha = \frac{Q}{m} - Q_{\text{хб}}, \qquad (40)$$

где Q — расчетная поперечная сила в месте расположения данной плоскости отгибов.

Расстояние между хомутами и отгибами должно удовлетворять требованиям пп. 90, 166—168 НиТУ 123-55.

4. Внецентренно сжатые элементы

а) Элементы любой симметричной относительно плоскости изгиба формы сечения

16. Сечения, нормальные к оси внецентренно сжатых элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и круглого сечений с предварительно напряженной продольной арматурой при больших эксцентрицитетах, удовлетворяющих условию

$$S_б \leqslant 0{,}8S_0, \tag{41}$$

т. е. имеет место 1-й случай внецентренного сжатия, рассчитывают по формуле

$$N \leqslant m\left(R_{ну}F_б + \sigma'_c F'_н + R_{ау}F'_а - R_{ну}F_н - R_{ау}F_а\right); \tag{42}$$

при этом положение нулевой (нейтральной) оси определяют из уравнения

$$R_{ну}S_{бN} \pm \sigma'_c F'_н e'_н \pm R_{ау}F'_а e'_а - R_{ну}F_н e_н - R_{ау}F_а e_а = 0, \tag{43}$$

или из условия

$$Ne \leqslant m[R_{ну}S_б + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н) + R_{ау}F'_а (h_0 - a'_а)]. \tag{43'}$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию

$$z \leqslant h_0 - a'. \tag{44}$$

В формулах (41)—(43) приняты следующие обозначения:

S_0 — статический момент всего рабочего сечения бетона относительно равнодействующей усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$ и $F_а$;

$S_б$ — статический момент площади сечения $F_б$ сжатой зоны бетона, высоту которой определяют из формулы (43) относительно равнодействующей усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$ и $F_а$;

$S_{бN}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно силы N;

$e'_н$ — расстояние от центра тяжести арматуры $F'_н$ до силы N;

$e'_а$ — то же, от центра тяжести арматуры $F'_а$;

$e_н$ — то же, от центра тяжести арматуры $F_н$;
$e_а$ — то же, от центра тяжести арматуры $F_а$ (рис. 8).

Примечания. 1. В формуле (43) знак плюс принимают, если продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$, $F_а$ и $F'_н$, $F'_а$; знак минус, если продольная сила приложена между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$, $F_а$ и $F'_н$, $F'_а$.

2. Если при расчете сечений величина $\sigma'_с$ отрицательная и арматуру $F'_а$ не учитывают, то условие (44) отпадает.

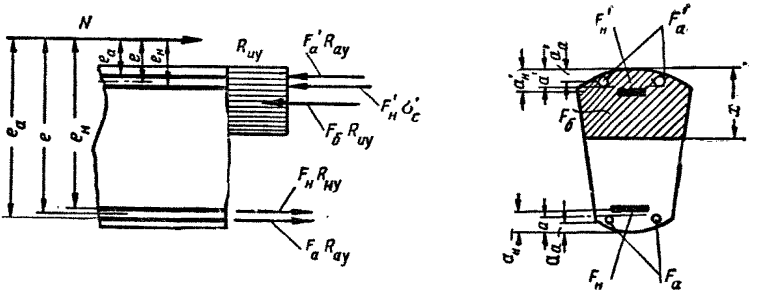


Рис. 8

3. Полку тавровых сечений, а также всю площадь крестового сечения, расположенную в растянутой зоне, в расчете не учитывают.

4. В формулах (42) и (43) приняты две марки стали для всех элементов, кроме элементов круглого сечения; при выполнении арматуры из большего числа марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением.

5. Для элементов круглого сечения значения $R_{ну}$ и $R_{пру}$ принимают в соответствии с указаниями п. 20 настоящего приложения.

17. Сечения, нормальные к оси внецентренно сжатых элементов прямоугольного, таврового, крестового и круглого сечений с напрягаемой арматурой при малых эксцентриситетах, удовлетворяющих условию

$$S_б > 0{,}8S_о, \tag{45}$$

т. е. имеет место случай 2 внецентренного сжатия, рассчитывают по формуле

$$Ne \leqslant m(R_{пру}S_о + \sigma'_с S_н + R_{ау}S_а). \tag{46}$$

Если при этом сила N приложена между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$, $F_а$ и $F'_н$, $F'_а$, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$Ne' \leqslant m(R_{пру}S'_о + \sigma'_с S'_н + R_{ау}S'_а). \tag{47}$$

В формулах (46) и (47) приняты следующие обозначения:

e и e' — соответственно расстояния от равнодействующей усилий в арматуре $F_н$, $F_а$ и в арматуре $F'_н$, $F'_а$ до силы N (рис. 9);

S_0 — статический момент площади всего рабочего сечения бетона относительно равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$;

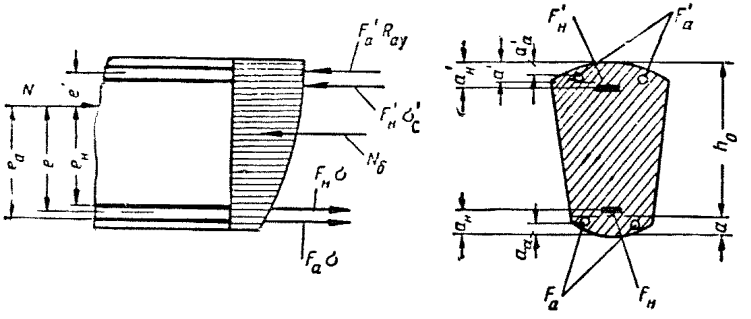


Рис. 9

S'_0 — то же, относительно равнодействующей усилий в арматуре $F'_н$ и $F'_а$;

$S_а$ — статический момент площади сечения арматуры $F'_а$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$;

$S'_а$ — статический момент площади сечения арматуры $F_а$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $F'_н$ и $F'_а$;

$S_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F'_н$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а$;

$S'_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F_н$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $F'_н$ и $F'_а$.

Примечание. Для тавровых сечений с полкой, расположенной у менее сжатой или растянутой грани, наибольшую ширину полки, вводимую в расчет, определяют из условия

$$S'_0 \leqslant 0{,}55bh_0^2. \qquad (48)$$

б) Элементы прямоугольного сечения

18. Внецентренно сжатые элементы прямоугольного сечения с напрягаемой продольной арматурой (рис. 10) рассчитывают:

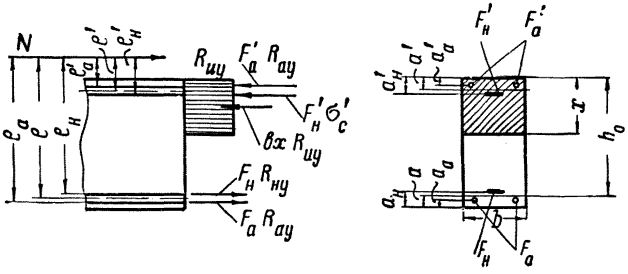


Рис. 10

а) при $x \leqslant 0{,}55h_0$ (41)
(1-й случай) — по формуле

$$N \leqslant m\,(R_{иу}bx + \sigma'_cF'_н + R_{ау}F'_а - R_{ну}F_н - R_{ау}F_а); \quad (49)$$

при этом положение нулевой (нейтральной) оси определяют из условия

$$R_{иу}bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm \sigma'_cF'_н e'_н \pm R_{ау}F'_а e'_а - R_{ну}F_н e_н - R_{ау}F_а e_а = 0, \quad (50)$$

или из условия

$$Ne \leqslant m[R_{иу}bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \sigma'_cF'_н\,(h_0 - a'_н) + R_{ау}F'_а\,(h_0 - a'_а)], \quad (50')$$

а высота сжатой зоны должна удовлетворять условию:

$$x \geqslant 2a'; \quad (51)$$

б) при $x > 0{,}55h_0$ (45')
(2-й случай) — по формуле

$$Ne \leqslant m\,[0{,}5R_{пру}bh_0^2 + \sigma'_cF'_н\,(h_0 - a'_н) + R_{ау}F'_а\,(h_0 - a'_а)]; \quad (52)$$

при этом, если продольная сила приложена между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F'_н$, $F'_а$ и $F_н$, $F_а$, величина силы N должна удовлетворять дополнительному условию

$$Ne' \leqslant m\,[0{,}5R_{пру}bh_0'^2 + \sigma_cF_н\,(h'_0 - a_н) + R_{ау}F_а\,(h'_0 - a_а)]. \quad (53)$$

Примечания. 1. Если при больших значениях $\frac{a'}{h_0}$ выполнение условия (51) приводит к уменьшению несущей способности по сравнению с сечением без учета сжатой арматуры, то сжатую арматуру в расчете не учитывают. Это имеет место при $x_0 < 2a'$, где x_0 — высота сжатой зоны при учете только растянутой арматуры.

2. Знак плюс или минус в формуле (50) принимают в соответствии с примечанием 1 к п. 16 настоящего приложения.

3. В формулах (49) — (53) приняты две марки стали; при выполнении арматуры из большего числа марок стали каждую из них вводят в расчет со своим условным расчетным сопротивлением.

19. Внецентренно сжатые элементы таврового, двутаврового и коробчатого сечений с полкой, расположенной у наиболее сжатой грани сечения, рассчитывают следующим образом: если нейтральная ось проходит внутри полки, то сечение рассчитывают как прямоугольное шириной $b_п$; если нейтральная ось пересекает ребро, учитывают сжатие в ребре.

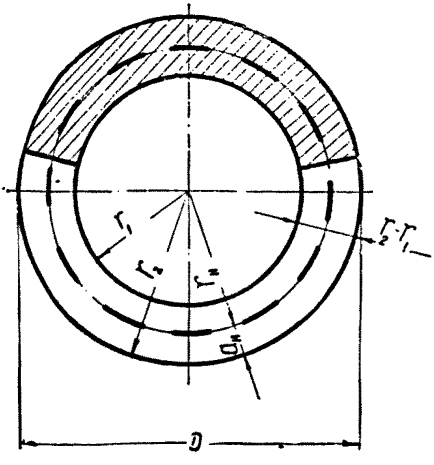


Рис. 11

Вводимую в расчет ширину полки принимают в соответствии с указаниями п. 9 настоящего приложения.

в) Элементы кольцевого (трубчатого) сечения

20. Внецентренно сжатые элементы кольцевого (трубчатого) сечения с напрягаемой арматурой, равномерно распределенной по периметру (рис. 11), допускается рассчитывать по формулам

а) 1-й случай:

$$n_1 = \frac{N}{mFR'_{ну}} \leqslant 0{,}5; \qquad (54)$$

$$Ne_0\eta \leqslant \frac{m}{\pi}\left(FR'_{ну}\frac{r_1+r_2}{2} + 2r_н F_н R_{ну}\right)\sin\frac{\pi\left(\frac{N}{m}+F_н R_{ну}\right)}{FR'_{ну}+2F_н R_{ну}}, \qquad (55)$$

где

$$R'_{ну} = R_{ну} - \frac{F_н\sigma_0}{0{,}8F}; \qquad (56)$$

σ_0 — напряжение в арматуре после проявления всех потерь (см. п. 28 инструкции);

б) 2-й случай:

$$n_1 = \frac{N}{mFR'_{ну}} > 0{,}5; \tag{57}$$

$$N(e_0\eta + r_н) \leqslant mr_н(R'_{пру}F + \frac{2}{3}F_н R_{ну}). \tag{58}$$

Площадь сечения всей напрягаемой арматуры $F_н$ при заданном сечении бетона и напряжении арматуры σ_0 определяют по формуле

$$F_н = \frac{\frac{N}{m}\left(\frac{e_0}{r_н}\eta + 1\right) - FR_{пру}}{\frac{2}{3}R_{ну} - \sigma_0}, \tag{59}$$

где

$$R'_{пру} = R_{пру} - \frac{F_н\sigma_0}{0{,}8F}; \tag{60}$$

σ_0 — напряжение в арматуре после проявления всех потерь (см. п. 28 инструкции);

η — определяется по п. 46 инструкции.

Примечание. Для случая 2 значение $R_{ну}$ должно быть $R_{ну} \leqslant 3\,600$ *кг/см²*.

в) При гибкости внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения $\frac{l_0}{D} \leqslant 8$ коэффициент η принимают равным единице.

5. Внецентренно растянутые элементы

21. Сечения, нормальные к оси внецентренно растянутых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с напрягаемой арматурой, рассчитывают:

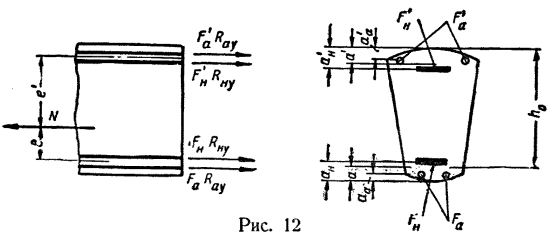


Рис. 12

а) если сила N приложена между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$, $F_а$ и $F'_н$, $F'_а$ (малый

эксцентрицитет, рис. 12) по формулам:

$$N \leqslant \frac{m(R_{\text{ну}}S_{\text{н}} + R_{\text{ау}}S_{\text{а}})}{e}; \qquad (61)$$

$$N \leqslant \frac{m(R_{\text{ну}}S'_{\text{н}} + R_{\text{ау}}S'_{\text{а}})}{e'}; \qquad (62)$$

б) если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_{\text{н}}$, $F_{\text{а}}$ и $F'_{\text{н}}$, $F'_{\text{а}}$ (большой эксцентрицитет, рис. 13), по формуле

$$N \leqslant m(R_{\text{ну}}F_{\text{н}} + R_{\text{ау}}F_{\text{а}} - \sigma'_{\text{с}}F'_{\text{н}} - R_{\text{ау}}F'_{\text{а}} - R_{\text{ну}}F_{\text{б}}). \qquad (63)$$

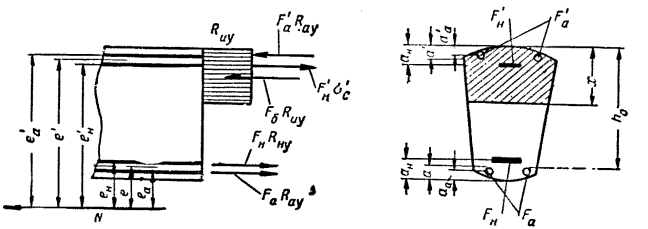


Рис. 13

При этом положение нулевой (нейтральной) оси определяют из уравнения

$$R_{\text{иу}}S_{\text{б}N} + \sigma'_{\text{с}}F'_{\text{н}}e'_{\text{н}} + R_{\text{ау}}F'_{\text{а}}e'_{\text{а}} - R_{\text{ну}}F_{\text{н}}e_{\text{н}} - R_{\text{ау}}F_{\text{а}}e_{\text{а}} = 0 \qquad (64)$$

или из условия

$$Ne \leqslant m[R_{\text{ну}}S_{\text{б}} + \sigma'_{\text{с}}F'_{\text{н}}(h_{\text{о}} - a'_{\text{н}}) + R_{\text{ау}}F'_{\text{а}}(h_{\text{о}} - a'_{\text{а}})]. \qquad (64')$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условиям

$$z \leqslant h_{\text{о}} - a'; \qquad (65)$$

$$S_{\text{б}} \leqslant 0{,}8S_{\text{о}}. \qquad (66)$$

Примечание. Если при расчете сечения величина $\sigma'_{\text{с}}$ отрицательна и арматуру $F'_{\text{а}}$ не учитывают, то условие (65) отпадает.

22. Внецентренно растянутые элементы прямоугольного сечения рассчитывают следующим образом:

а) если сила N приложена между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_{\text{н}}$, $F_{\text{а}}$ и $F'_{\text{н}}$, $F'_{\text{а}}$, по формулам (61) и (62);

б) если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий, воспринимаемых арматурой $F_н$, $F_а$ и $F'_н$, $F'_а$, по формуле

$$N \leqslant m(R_{ну}F_н + R_{аy}F_а - \sigma'_с F'_н - R_{аy}F'_а - R_{ну}bx). \qquad (67)$$

При этом положение нулевой (нейтральной) оси определяют из уравнения

$$R_{ну}bx\left(e + h_о - \frac{x}{2}\right) + \sigma'_с F'_н e'_н + R_{аy}F'_а e'_а - \\ - R_{ну}F_н e_н - R_{аy}F_а e_а = 0 \qquad (68)$$

или из условия

$$Ne \leqslant m[R_{ну}bx\left(h_о - \frac{x}{2}\right) + \sigma'_с F'_н (h_о - a'_н) + R_{аy}F'_а (h_о - a'_а)], \quad (68')$$

а высота сжатой зоны должна удовлетворять условиям

$$x \geqslant 2a'; \qquad (69)$$

$$x \leqslant 0{,}55h_о. \qquad (70)$$

Примечания. 1. Если в результате расчетов выявляется, что равнодействующая усилий напрягаемой арматуры $F'_н$ оказывается за пределами сжатой зоны бетона, т. е. попадает в растянутую зону сечения, то в формулах (67) и (68) члены, содержащие $F'_н$, необходимо принимать с обратным знаком, а за величину напряжений следует принимать вместо $\sigma'_с$ напряжение $\sigma'_о$.

2. Если при больших значениях $\frac{a'}{h_о}$ оказывается, что выполнение условия (69) приводит к уменьшению несущей способности по сравнению с сечением без учета сжатой арматуры, то сжатую арматуру в расчете не учитывают. Это имеет место при $x_о < 2a'$, где $x_о$ — высота сечения сжатой зоны при учете только растянутой арматуры.

6. Расчет прочности элементов на усилия, возникающие при изготовлении (обжатии бетона), транспортировании и монтаже

а) Центрально обжатые элементы

23. Прочность элементов на центральное предварительное обжатие при натяжении арматуры на упоры или на бетон рассчитывают по формуле

$$F_н(\sigma_о - \sigma_п) \leqslant \varphi(F_б R'_{пру} + F_а R_{аy}), \qquad (71)$$

где $F_б$ — площадь всего поперечного сечения бетона за вычетом площади сечения каналов;

$R'_{\text{пру}}$ — условное расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии в момент предварительного обжатия бетона;

φ — коэффициент продольного изгиба; для элементов с арматурой, натягиваемой на бетон, значения φ принимают в соответствии с п. 67 НиТУ 123-55, а при натяжении на упоры принимают $\varphi = 1$;

$(\sigma_0 - \sigma_{\text{п}})$ — напряжение в продольной арматуре принимают в соответствии с п. 45 настоящей инструкции.

б) Внецентренно обжатые элементы

Прямоугольные сечения и тавровые сечения с полкой, расположенной при работе элемента на эксплуатационные нагрузки у сжатой грани

24. Прямоугольные, а также тавровые сечения с полкой, расположенной при работе элемента на эксплуатационные

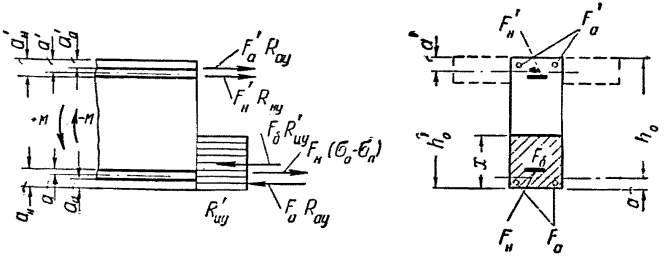


Рис. 14

нагрузки у сжатой грани (рис. 14), рассчитывают на усилия, возникающие при предварительном обжатии бетона, транспортировании и монтаже следующим образом:

определяют величину A_0 по формуле

$$A_0 = \frac{F_{\text{н}}(\sigma_0 - \sigma_{\text{п}})(h'_0 - a_{\text{н}}) \pm M - F_{\text{a}} R_{\text{ay}}(h'_0 - a_{\text{a}})}{b h'^2_0 R'_{\text{иу}}}; \qquad (72)$$

если $A_0 > 0{,}4$, прочность сечения при принятых геометрических размерах, прочности бетона и величине усилий от предварительного натяжения недостаточна; если $A_0 \leqslant 0{,}4$ должно

быть проверено условие

$$F'_{н}+F'_{а}\frac{R_{аy}}{R_{ну}}\geqslant\frac{\alpha bh'_{0}R'_{иу}+F_{а}R_{аy}-F_{н}(\sigma_{0}-\sigma_{п})}{R_{ну}}, \qquad (73)$$

где α величина, определяемая из условия

$$\alpha(1-0{,}5\alpha)=A_{0}. \qquad (74)$$

Значения величины α в зависимости от A_0 приведены в таблице приложения 1.

В формуле (72):

M — расчетный момент, возникающий в элементе при изготовлении, транспортировании и монтаже (от собственного веса и других нагрузок); в этой же формуле (72) знак плюс принимают в случае, когда действие момента M вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F_н$ (рис. 14), а знак минус — в случае, когда действие момента вызывает уменьшение сжимающих напряжений в той же зоне.

Примечания. 1. При расчете прочности элементов в момент обжатия бетона необходимо учитывать влияние их прогиба в том случае, если арматура не имеет сцепления с бетоном (см. п. 45 настоящей инструкции).

2. Значения $(\sigma_0-\sigma_п)$ принимают согласно указаниям п. 45 настоящей инструкции.

Двутавровые сечения и тавровые сечения с полкой, расположенной при работе элемента на эксплуатационные нагрузки у растянутой грани

25. Двутавровые сечения и тавровые с полкой, расположенной у растянутой грани при работе на эксплуатационные

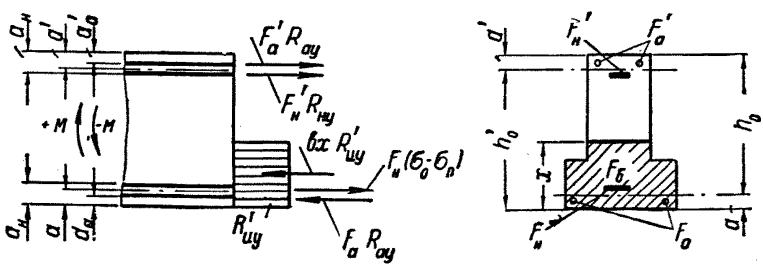


Рис. 15

нагрузки (рис. 15), рассчитывают на усилия, возникающие при предварительном обжатии бетона, транспортировании и монтаже, следующим образом.

Определяют величину A_0 по формуле (72); проверяют условие

$$A_0 \leqslant A_{0\text{макс}}, \tag{75}$$

где

$$A_{0\text{макс}} = 0{,}4\left[1 + 2\frac{h_п}{h'_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\frac{h_п}{h'_0}\right)\right]; \tag{76}$$

$b_п$, $h_п$ в данном случае ширина и высота полки, расположенной при расчете на эксплуатационные нагрузки у растянутой грани сечения элемента.

Значения $A_{0\text{макс}}$ можно получить по графику 1 приложения 1.

В формуле (72) знак плюс принимают в случае, когда действие момента M вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F_н$, а знак минус — в случае, когда действие момента M вызывает уменьшение сжимающих напряжений в той же зоне.

Если условие (75) не удовлетворено, прочность сечения недостаточна при заданных геометрических размерах, прочности бетона и усилии от предварительного напряжения арматуры.

Если условие (75) удовлетворено, то при $A_0 \leqslant A_{0п}$, где $A_{0п}$ — величина, определяемая по формуле

$$A_{0п} = \frac{b_п}{b}\frac{h_п}{h'_0}\left(1 - 0{,}5\frac{h_п}{h'_0}\right), \tag{77}$$

или по графику 3 приложения 1, проверяют условие

$$F'_н + F'_а\frac{R_{ау}}{R_{ну}} \geqslant \frac{\alpha b_п h'^2_0 R'_{ну} + F_а R_{ау} - F_н(\sigma_0 - \sigma_п)}{R_{ну}}, \tag{78}$$

где α — величина, соответствующая значению $A_0\frac{b}{b_п}$ в таблице приложения 1.

При $A_0 > A_{0п}$ проверяют условие

$$F'_н + F'_а\frac{R_{ау}}{R_{ну}} \geqslant \frac{(\alpha_1 + \alpha_{св})\, b h'^2_0 R_{ну} + F_а R_{ау} - F_н(\sigma_0 - \sigma_п)}{R_{ну}}, \tag{79}$$

где $\alpha_{св}$ — величина, определяемая по формуле

$$\alpha_{св} = 0{,}8\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\frac{h_п}{h_0}, \tag{80}$$

или по графику 2 приложения 1 в соответствии со значением A_{01}

$$A_{01} = A_0 - A_{0св}, \tag{81}$$

где $A_{осв}$ — величина, определяемая по формуле

$$A_{осв} = 0{,}8\frac{h_п}{h'_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\frac{h_п}{h'_0}\right), \qquad (82)$$

или по графику 2.

Кроме того, должны быть проверены условия:

а) для тавровых сечений

$$F'_н(\sigma'_0 - \sigma_п)(h_0 - a'_н) \pm M \leqslant m[R'_{ну}\, 0{,}4bh_0^2 + F'_а R_{ау}(h_0 - a'_а)]; \qquad (83)$$

б) для двутавровых сечений

$$F'_н(\sigma'_0 - \sigma_п)(h_0 - a'_н) \pm M \leqslant m[A_{0\,макс}\, bh_0^2 R'_{ну} + F'_а R_{ау}(h_0 - a'_а)], \qquad (84)$$

где $A_{0\,макс}$ — величина, определяемая по формуле (76) или по графику 1; при этом значения $b_п$ и $h_п$ соответствуют ширине и толщине полки, расположенной при расчете на эксплуатационные нагрузки у сжатой грани.

В формулах (83) и (84) знак плюс принимают в случае, когда действие момента M вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F'_н$, а знак минус, когда действие момента M вызывает уменьшение сжимающих напряжений в той же зоне.

Примечания. 1. При расчете прочности элементов в момент обжатия бетона необходимо учитывать влияние их прогиба в том случае, если арматура не имеет сцепления с бетоном (см. п. 45 настоящей инструкции).

2. Значения $(\sigma_0 - \sigma_п)$ принимают согласно указаниям п. 45 инструкции.

ГРАФИКИ И ТАБЛИЦА ДЛЯ РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

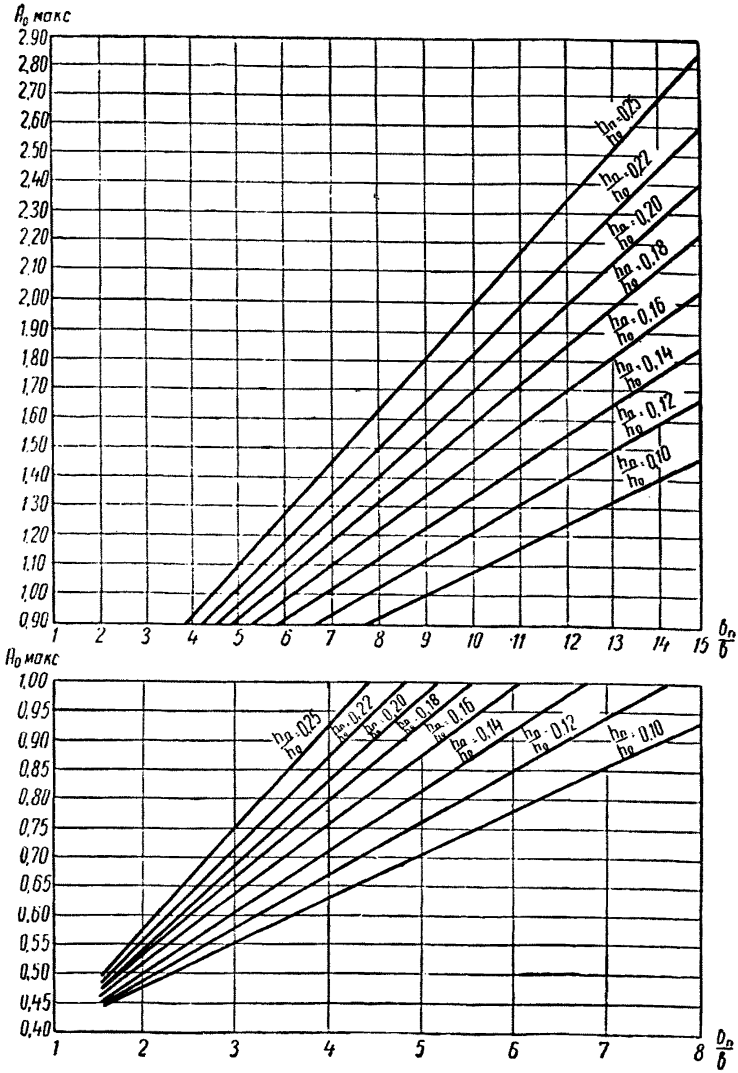


График 1. Значения $A_{0\ макс}$ для расчета тавровых сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов

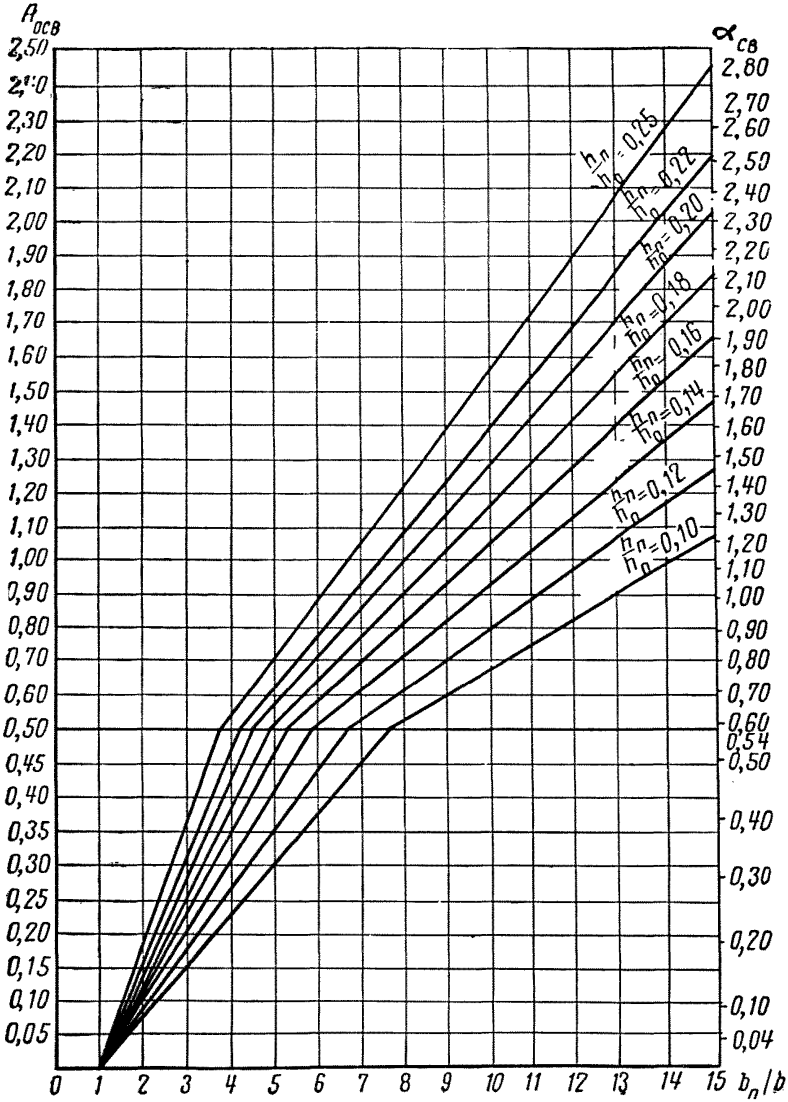


График 2. Значения $A_{осв}$ и $\alpha_{св}$ для расчета тавровых сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов

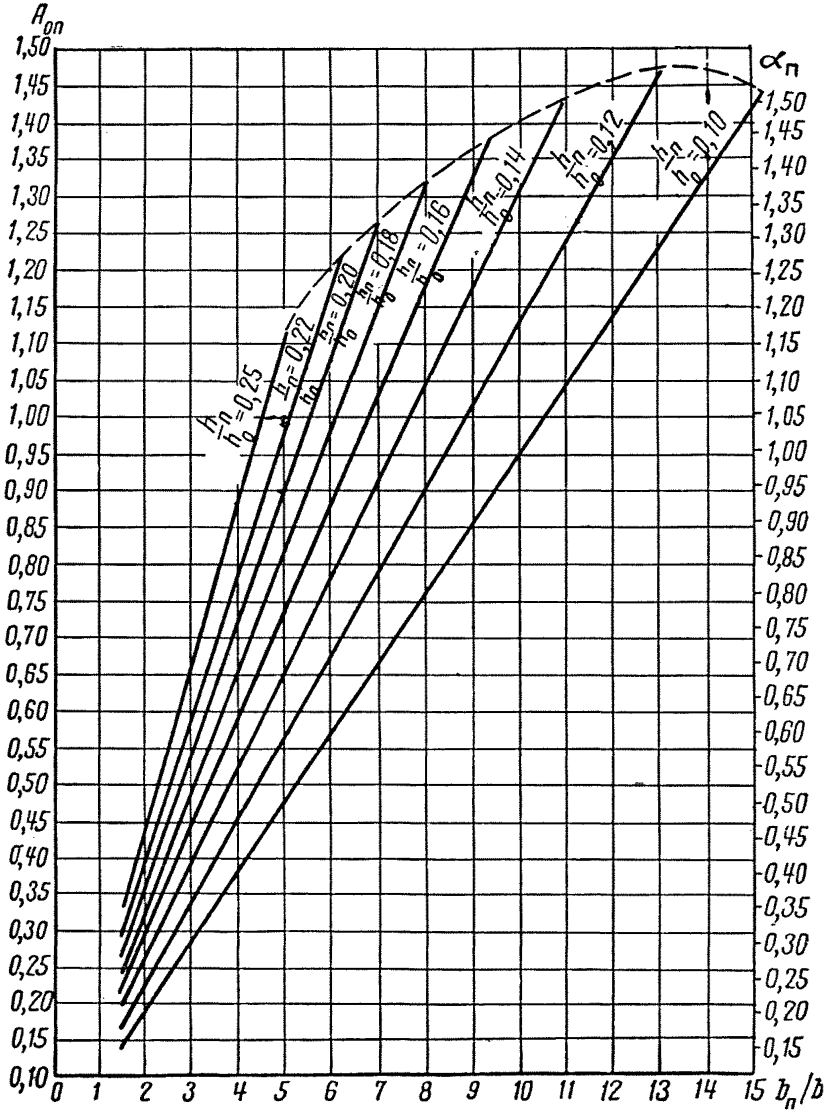


График 3. Значения $A_{оп}$ и $\alpha_п$ для расчета тавровых сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов.

Примечание. При отношении $\frac{b_п}{b}$ и $\frac{h_п}{h_о}$, находящихся за пределом пунктирной кривой графика 3, нейтральная ось всегда проходит в полке.

ЗНАЧЕНИЯ r_0, γ_0 и A_0

для расчета прямоугольных и тавровых сечений изгибаемых элементов из бетона и стали любых марок

α_1 и α	r_0	γ_0	A_0	α_1 и α	r_0	γ_0	A_0
0,01	10	0,995	0,01	0,29	2,01	0,855	0,248
0,02	7,12	0,99	0,02	0,30	1,98	0,85	0,255
0,03	5,82	0,985	0,03	0,31	1,95	0,845	0,262
0,04	5,05	0,98	0,039	0,32	1,93	0,84	0,269
0,05	4,53	0,975	0,048	0,33	1,90	0,835	0,275
0,06	4,15	0,97	0,058	0,34	1,88	0,83	0,282
0,07	3,85	0,965	0,067	0,35	1,86	0,825	0,289
0,08	3,61	0,96	0,077	0,36	1,84	0,82	0,295
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,301
0,10	3,24	0,95	0,095	0,38	1,80	0,81	0,309
0,11	3,11	0,945	0,104	0,39	1,78	0,805	0,314
0,12	2,98	0,94	0,113	0,40	1,77	0,80	0,320
0,13	2,88	0,935	0,121	0,41	1,75	0,795	0,326
0,14	2,77	0,93	0,130	0,42	1,74	0,79	0,332
0,15	2,68	0,925	0,139	0,43	1,72	0,785	0,337
0,16	2,61	0,92	0,147	0,44	1,71	0,78	0,343
0,17	2,53	0,915	0,155	0,45	1,69	0,775	0,349
0,18	2,47	0,91	0,164	0,46	1,68	0,77	0,354
0,19	2,41	0,905	0,172	0,47	1,67	0,765	0,359
0,20	2,36	0,90	0,180	0,48	1,66	0,76	0,365
0,21	2,31	0,895	0,188	0,49	1,64	0,755	0,370
0,22	2,26	0,89	0,196	0,50	1,63	0,75	0,375
0,23	2,22	0,885	0,203	0,51	1,62	0,745	0,380
0,24	2,18	0,88	0,211	0,52	1,61	0,74	0,385
0,25	2,14	0,875	0,219	0,53	1,60	0,735	0,390
0,26	2,10	0,87	0,226	0,54	1,59	0,73	0,394
0,27	2,07	0,865	0,234	0,55	1,58	0,724	0,400
0,28	2,04	0,86	0,241				

Размерность: M в *кг/см*; b, x и h_0 — в *см*; $F_н$ — в *см*^{2}; $R_{ну}$ и $R_и$ — в *кг/см*^{2};

$$M = mA_0bh_0^2R_{ну}; \qquad h_0 = r_0\sqrt{\frac{M}{mbR_{ну}}};$$

$$\alpha_1 = \frac{x}{h_0} = \frac{F_нR_{ну}}{bh_0R_{ну}}; \quad F_н = \frac{M}{m\gamma_0h_0R_{ну}} \text{ или } F_н = \alpha_1bh_0\frac{R_{ну}}{R_{ну}}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ НУЛЕВОЙ ЛИНИИ В ПРИВЕДЕННОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА

1. При расчете трещиностойкости элементов, поперечные сечения которых соответствуют сечениям, приведенным в табл. 11 инструкции, содержащей значение коэффициентов γ, положение нулевой линии не определяют, а значение $W_б$ вычисляют по формуле

$$W_б = W_0\gamma, \qquad (1)$$

где W_0 — момент сопротивления приведенного сечения элемента относительно растянутого краевого волокна без учета пластических свойств бетона.

2. При расчете трещиностойкости элементов, поперечные сечения которых не соответствуют сечениям, приведенным в табл. 11, значения $W_б$ определяют относительно нулевой линии сечения, как для изгибаемого элемента, т. е. при отсутствии продольной силы. Для нахождения положения этой нулевой линии записывают сумму проекций всех сил, действующих в поперечном сечении элемента в момент, непосредственно предшествующий образованию трещин в бетоне, при распределении напряжений по схеме, приведенной на рис. 1 инструкции:

$$F_р R_{ру} - \frac{2R_{ру}}{h-x} S_с = 0,$$

откуда

$$S_с = (h-x)\frac{F_р}{2}, \qquad (2)$$

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

$F_р$ — площадь растянутой части приведенного сечения.

Если в сопротивлении материалов упругого тела нулевая линия при изгибе определяется равенством статических моментов сжатой и растянутой зон относительно нейтральной

оси, то для бетонного сечения на пределе трещинообразования (т. е. при распределении напряжений по схеме, приведенной на рис. 1 инструкции) статический момент сжатой зоны равен половине произведения площади растянутой зоны на ее высоту.

Поэтому для нахождения нейтральной оси можно воспользоваться правилами нахождения центра тяжести приведенного бетонного сечения, преобразованного так, чтобы его растянутая зона была заменена либо равновеликим прямо-

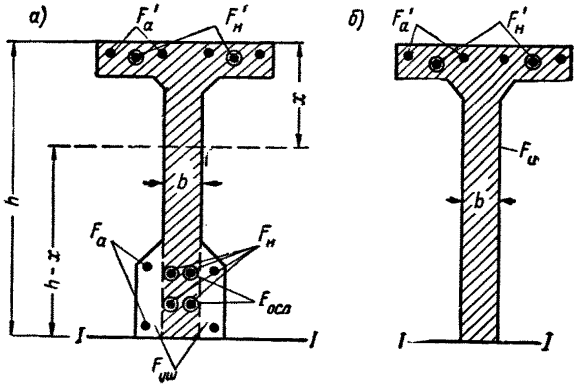


Рис. 1. Схема приведенного поперечного сечения для определения нулевой линии при расчете на трещиностойкость

а — фактическая площадь поперечного сечения; *б* — приведенная площадь ($F_{\text{н}}$) — сжатой зоны сечения с учетом арматуры $F'_{\text{н}}$ и $F'_{\text{а}}$, дополненная в растянутой зоне прямоугольником шириной b и высотой $h - x$

угольником, имеющим высоту $h - x$, либо площадью, сосредоточенной у крайнего растянутого волокна и равной половине действительной площади растянутой зоны.

Можно также одну часть растянутой зоны заменить равновеликим ей прямоугольником с высотой $(h - x)$, а остальную — уменьшенной вдвое площадью, сосредоточенной у крайнего растянутого волокна.

Отсюда вытекают следующие способы нахождения нейтральной оси бетонного сечения в момент, непосредственно предшествующий образованию трещин.

а) В наиболее распространенном случае, когда нулевая линия заведомо пересекает сечение в зоне, где оно имеет постоянную ширину (рис. 1), расстояние ее от крайнего

растянутого волокна определяют по формуле

$$h - x = \frac{S_и}{F_и + \frac{F_{уш} - F_{осл}}{2}}, \qquad (3)$$

где $F_и$ — приведенная площадь сжатой зоны с учетом арматуры $F'_н$ и $F'_а$, дополненная в растянутой зоне прямоугольником шириной b, равной ширине сечения по нейтральной оси, и высотой $h - x$, равной высоте растянутой зоны;

$S_и$ — как и выше, статический момент площади $F_и$ относительно крайнего растянутого волокна $I—I$ (см. рисунок);

$F_{уш}$ — приведенная площадь уширений растянутой зоны за пределами прямоугольника $b(h - x)$ с учетом арматуры $F_н$ и $F_а$;

$F_{осл}$ — площадь отверстий и вырезов, ослабляющая растянутую зону.

б) В общем случае (редко встречающемся) положение нулевой линии определяют путем последовательных приближений из формулы (3) или из формулы

$$h - x = \frac{S_{сп}}{F_с + \frac{F_р}{2}}, \qquad (4)$$

где $S_{сп}$ — статический момент приведенной площади сжатой зоны относительно крайнего растянутого волокна $I—I$;

$F_с$ и $F_р$ — площадь соответственно сжатой и растянутой части бетона приведенного сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

К РАСЧЕТУ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ

1. Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и других приведенных к ним видов сечений (см. рисунок), допускается производить по формулам

$$M_т \leqslant Abh^2R_{ру} + N_и Dh - S_и, \qquad (1)$$

где

$$N_и = F_{уш}R_{ру} + F_н(m_т\sigma_0 + 300) + F_а(\sigma_а + 300) + F'_н\sigma'_0 + F'_а\sigma'_а; \qquad (2)$$

$$S_и = F_{уш}R_{ру}a_у + F_н(m_т\sigma_0 + 300)a_н + F_а(\sigma_а + 300)a_а + F'_н\sigma'_0(h - a'_н) + F'_а\sigma'_а(h - a'_а); \qquad (3)$$

σ_0 и σ'_0 — напряжения в арматуре после проявления всех потерь (см. п. 28);

$\sigma_а$ — напряжение сжатия (принимается со знаком минус);

300 — напряжение в арматуре в $кг/см^2$.

Для предварительного определения $M_т$ допускается пользоваться формулой (4)

$$M_т \leqslant Dh(k_0bhR_{ру} + N_и) - S_и, \qquad (4)$$

где $k_0 = 0{,}44$ при прямоугольном сплошном сечении и тавровом сечении с полкой, располагаемой у растянутой грани;

$k_0 = 0{,}47$ при $\gamma = 0{,}1 \div 0{,}2$ для двутаврового сечения и таврового сечения с полкой, располагаемой у сжатой грани.

Коэффициенты A и D определяют из таблицы настоящего приложения в зависимости от величины

$$\psi_с = \frac{\pm F_{св} + (F'_а + F'_н)n}{bh}; \qquad (5)$$

$$\gamma = \frac{h_п}{h}. \qquad (6)$$

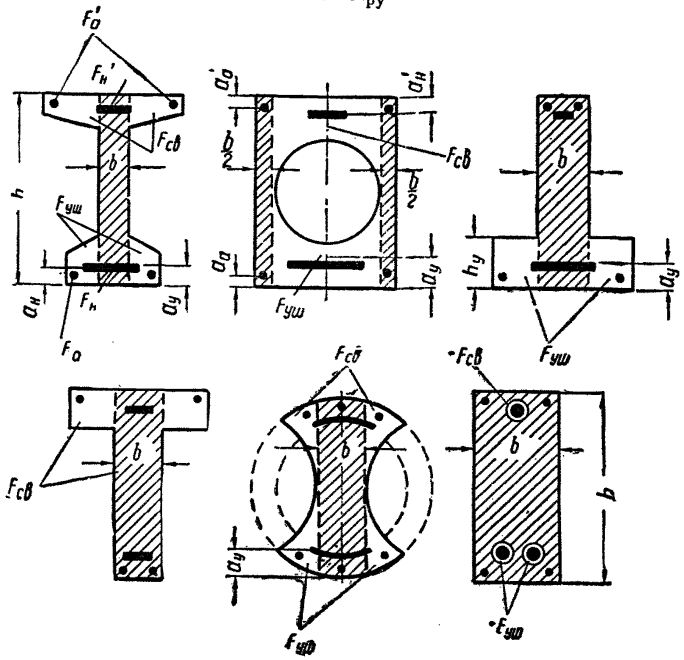
При применении формул (1)—(4) должно соблюдаться условие

$$1-\xi \geqslant \frac{h_y}{h}, \tag{7}$$

где

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{1+\phi_p+\gamma\phi_c}{2+2\phi_c+\phi_p}; \tag{8}$$

$$\phi_p = \frac{N_и}{bh\,R_{py}}. \tag{9}$$



Схемы сечений предварительно напряженных элементов

При

$$1-\xi < \frac{h_y}{h} \tag{10}$$

высота уширения, вводимая в расчет при определении $F_{уш}$, принимается равной

$$h_y = h - x. \tag{11}$$

Примечания. 1. При предварительных расчетах величина $F'_н$ в формуле (5) может быть принята равной 0,25 $F_н$, а $F'_а$ — равной нулю.

2. Для сечения без полки у сжатой грани, но с арматурой $F'_а$ или $F'_н$ значения γ принимают

$$\gamma = \frac{2a'_а}{h} \quad \text{или} \quad \gamma = \frac{2a'_н}{h}. \tag{12}$$

3. В формулах (2) и (3) приняты две марки стали; при выполнении арматуры из большего числа марок стали, каждую из них вводят в расчет со своим напряжением.

2. При заданном значении момента образования трещин $M_т$ и искомых величинах $F_н$ и $F'_н$ расчетная формула (4) принимает вид

$$F_н[(m_т\sigma_0 + 300)(Dh - a_н) + \frac{F'_н}{F_н} m_т\sigma'_0(Dh + a'_н - h)] \geqslant M_т - \\ - Abh^2 R_{ру} - Dh N_{и1} + S_{и1}, \tag{13}$$

где

$$N_{и1} = F_{уш}R_{ру} + F_а(\sigma_а + 300) + F'_а\sigma'_а; \tag{14}$$

$$S_{и1} = F_{уш}R_{ру}a_у + F_а(\sigma_а + 300)a_а + F'_а\sigma'_а(h - a'_а); \tag{15}$$

значения σ_0, σ'_0 и $\sigma_а$ см. п. 1 настоящего приложения; 300 — напряжение в арматуре в *кг/см*^{2}.

3. Трещиностойкость сечений, нормальных к продольной оси изгибаемых и внецентренно растянутых с большим эксцентрицитетом или внецентренно сжатых (1-й случай) элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и других, приведенных к ним видов сечения, рассчитывают по формуле

$$M_т \pm N_т h_N \leqslant Abh^2 R_{ру} + N_и Dh - S_и, \tag{16}$$

где

$$h_N = a_N \pm Dh, \tag{17}$$

a_N — расстояние от растянутого края сечения до внешней нормальной силы $N_т$.

В формуле (16) внешнюю нормальную растягивающую силу $N_т$ принимают со знаком минус, сжимающую — со знаком плюс.

При применении формулы (16) следует соблюдать условие

$$1 - \xi \geqslant \frac{h_у}{h}, \tag{7}$$

где

$$\xi = \frac{x}{h} = \frac{1 + \phi_{р1} + \gamma\phi_с}{2 + 2\phi_с + \phi_{р1}}; \tag{18}$$

$$\phi_{р1} = \frac{N_и + N_т}{bhR_{ру}} \tag{19}$$

Значения коэффициентов A и D

γ \ ψ_c	−0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1	2	3	4	5	∞
	Коэффициенты A														
0	0,221	0,292	0,34	0,372	0,395	0,413	0,426	0,436	0,451	0,462	—	—	—	—	0,5
0,05	0,229	0,292	0,334	0,362	0,382	0,397	0,41	0,419	0,432	0,441	0,461	—	—	—	0,475
0,1	0,236	0,292	0,328	0,352	0,369	0,383	0,394	0,402	0,414	0,421	0,439	0,446	—	—	0,45
0,15	0,24	0,292	0,323	0,343	0,358	0,369	0,379	0,386	0,396	0,403	0,418	0,423	0,425	0,426	0,427
0,2	0,242	0,292	0,317	0,335	0,347	0,357	0,365	0,37	0,379	0,385	0,398	0,402	0,404	0,405	0,406
0,25	0,244	0,292	0,312	0,327	0,337	0,346	0,352	0,356	0,363	0,369	0,379	0,382	0,383	0,384	0,385
0,3	0,245	0,292	0,308	0,32	0,328	0,334	0,34	0,343	0,349	0,352	0,36	0,363	0,364	0,365	0,366
0,4	0,245	0,292	0,3	0,308	0,312	0,316	0,317	0,32	0,322	0,324	0,327	0,328	0,328	0,328	0,33
	Коэффициенты D														
0	0,584	0,676	0,732	0,773	0,803	0,827	0,846	0,862	0,886	0,903	—	—	—	—	1
0,05	0,592	0,676	0,727	0,764	0,792	0,814	0,831	0,846	0,868	0,884	0,926	—	—	—	0,975
0,1	0,6	0,676	0,721	0,756	0,78	0,801	0,816	0,829	0,851	0,866	0,904	0,921	—	—	0,95
0,15	0,607	0,676	0,716	0,747	0,769	0,788	0,802	0,814	0,833	0,847	0,883	0,898	0,907	0,915	0,925
0,2	0,615	0,676	0,711	0,739	0,759	0,776	0,788	0,799	0,816	0,829	0,861	0,875	0,884	0,89	0,912
0,25	0,621	0,676	0,706	0,731	0,749	0,763	0,774	0,785	0,799	0,814	0,84	0,852	0,861	0,865	0,875
0,3	0,628	0,676	0,702	0,723	0,74	0,751	0,76	0,769	0,782	0,791	0,819	0,831	0,837	0,841	0,85
0,4	0,64	0,676	0,695	0,709	0,723	0,729	0,736	0,741	0,751	0,759	0,777	0,787	0,792	0,795	0,8

Примечание. $\gamma = \frac{h_п}{h}$ — для сжатой зоны, имеющей свесы, полки и т. п.

$\gamma = \frac{2a'_и}{h} = \frac{2a'_а}{h}$ — для сжатой зоны прямоугольного сечения

При $1-\xi<\frac{h_y}{h}$ высоту уширения, вводимую в расчет при определении $F_{уш}$, принимают равной

$$h_y=h-x. \tag{20}$$

При применении формул (16)—(19) следует учитывать примечания 1—3, указанные в п. 1 настоящего приложения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ ПОТЕРЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ ПРИ ТРЕНИИ АРМАТУРЫ О СТЕНКИ КАНАЛОВ

Величину потерь предварительного напряжения арматуры при трении пучков, прядей или круглых стержней арматуры о стенки каналов на криволинейных и прямолинейных участках можно определять с учетом коэффициента тре-

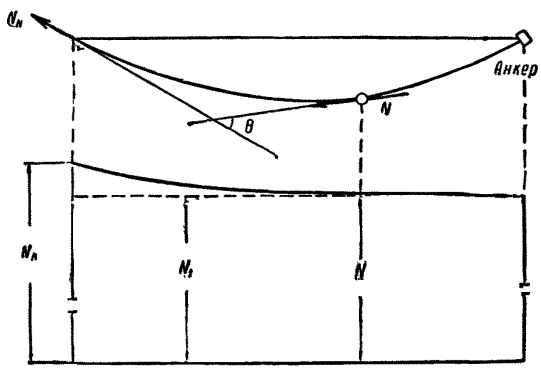


Схема изменения усилий в напрягаемой арматуре криволинейного очертания при ее трении о поверхность канала или бетон конструкции

N_1 — усилие в прямолинейной арматуре при отсутствии трения; N — усилие в арматуре криволинейного очертания при наличии трения

ния арматуры о стенки канала, величины угла дуги соприкасания арматуры на криволинейных участках, длины прямолинейных участков канала и других данных по формуле

$$\frac{N_н - N}{F_н} = \sigma_н \left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right), \qquad (1)$$

где $N_н$ — усилие, развиваемое домкратом или натяжным устройством, принимается равным

$$N_н = Ne^{kx+\mu\theta}; \qquad (2)$$

N — усилие в арматуре с учетом потерь при трении;

$\sigma_н$ — контролируемое предварительное напряжение арматуры при отсутствии потерь; допускается принимать $\sigma_н \approx \sigma_0$;

φ и θ — центральный угол дуги соприкасания арматуры на криволинейном участке канала соответственно в градусах и радианах $\theta = \frac{\varphi^\circ}{57^\circ 18'}$ (см. рисунок);

μ — коэффициент трения арматуры о стенки канала;

x — длина прямолинейного участка канала от натяжного устройства до расчетного сечения;

k — коэффициент, учитывающий отклонение прямолинейного участка канала (на 1 *пог. м*) по отношению к его проектному положению.

Значения коэффициентов k и μ для круглой арматуры приведены в табл. 1, а значения $\left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$ — в табл. 2.

Таблица 1

Значения коэффициентов k и μ

№ п/п	Тип канала	μ	Коэффициент k на 1 *пог. м* длины канала
1	Канал отделан оболочкой из тонкой стальной трубки	0,35	0,003
2	Канал образуется протаскиванием сквозь бетон длинного стержня или трубы после укладки бетона	0,55	0
3	Канал образуется надуваемым резиновым шлангом с жестким стержнем, удаляемыми из бетона после его укладки	0,55	0,0015

Таблица 2

Значения $\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$

$kx+\mu\theta$	$\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$	$kx+\mu\theta$	$\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$	$kx+\mu\theta$	$\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$
0	0	1	0,632	2	0,865
0,05	0,049	1,05	0,65	2,05	0,871
0,1	0,095	1,1	0,667	2,1	0,877
0,15	0,139	1,15	0,683	2,15	0,883
0,2	0,181	1,2	0,699	2,2	0,889
0,25	0,221	1,25	0,713	2,25	0,895
0,3	0,259	1,3	0,727	2,3	0,9
0,35	0,295	1,35	0,741	2,35	0,905
0,4	0,33	1,4	0,754	2,4	0,909
0,45	0,362	1,45	0,766	2,45	0,914
0,5	0,393	1,5	0,777	2,5	0,918
0,55	0,423	1,55	0,788	2,55	0,922
0,6	0,451	1,6	0,798	2,6	0,926
0,65	0,478	1,65	0,808	2,65	0,929
0,7	0,503	1,7	0,817	2,7	0,933
0,75	0,528	1,75	0,826	2,75	0,936
0,8	0,551	1,8	0,835	2,8	0,939
0,85	0,573	1,85	0,843	2,85	0,942
0,9	0,593	1,9	0,85	2,9	0,945
0,95	0,613	1,95	0,858	2,95	0,948

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

УЧЕТ СНИЖЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ ПРИ НЕОДНОВРЕМЕННОМ НАТЯЖЕНИИ АРМАТУРЫ НА БЕТОН

Изменение (снижение или увеличение) предварительного напряжения в ранее натянутой арматуре (пучках, прядях или стержнях) за счет упругого обжатия бетона усилиями арматуры, натягиваемой позднее (см. п. 32 настоящей инструкции), может быть принято равным

$$n\Delta\sigma_б, \qquad (1)$$

где n — отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона;

$\Delta\sigma_б$ — среднее напряжение в бетоне (на участке длины рассматриваемой группы арматуры, натянутой ранее, на уровне ее центра тяжести) от силы натяжения группы арматуры, натянутой позднее; при этом напряжение в арматуре принимают за вычетом потерь, происходящих до обжатия бетона.

Величину значения $\Delta\sigma_б$ определяют для каждой группы арматуры, натягиваемой после той группы арматуры, для которой определяется потеря напряжения. Арматура группы, натягиваемой ранее, должна быть напряжена сильнее на найденную таким способом величину изменения напряжения.

При определении изменения предварительного напряжения рекомендуется арматуру подразделять на 2—3 группы.

Примечание. Допускаются иные более точные способы учета изменения напряжений в арматуре при ее неодновременном натяжении.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

КОЭФФИЦИЕНТЫ ОДНОРОДНОСТИ, УСЛОВИЙ РАБОТЫ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

А. КОЭФФИЦИЕНТЫ ОДНОРОДНОСТИ АРМАТУРЫ

1. Коэффициенты однородности арматуры $k_а$ должны приниматься:

а) для горячекатаной арматуры из стали марок 25Г2С и Ст.5, упрочненных вытяжкой с контролем напряжения и удлинений, а также для арматуры из стали марок Ст.3 и Ст. 0 к-0,9;

б) для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марок 30ХГ2С, 25Г2С и Ст. 5 к-0,85;

в) для арматуры из холоднотянутой проволоки круглой и периодического профиля, а также горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марок 25Г2С и Ст.5, упрочненных вытяжкой с контролем удлинений (но без контроля напряжений), к-0,8;

г) для холодносплющенной стержневой арматуры периодического профиля к-0,75.

Б. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ АРМАТУРЫ

2. Коэффициенты условий работы арматуры ($m_{нн}$, $m_{нз}$ и $m_а$) при расчете предварительно напряженных конструкций по несущей способности должны приниматься:

для арматуры предварительно напряженных конструкций:

а) не подвергаемой предварительному напряжению — по указаниям п. 54 — III НиТУ 123-55 с учетом следующего изменения и дополнения:

для растянутой и сжатой арматуры из холодносплющенных стержней периодического профиля, а также в сварных каркасах и сетках из холоднотянутой проволоки $m_а = 0{,}7$;

для растянутой арматуры при бетоне марки 150 и более из стали марок 25Г2С и Ст.5, подвергнутых упрочнению вытяжкой, $m_а = 0{,}9$;

б) растянутой предварительно напряженной круглой и периодического профиля арматуры из холоднотянутой проволоки и холодносплющенной периодического профиля стержневой арматуры $m_{на} = 0{,}7$;

в) для растянутой напрягаемой арматуры из стали марок 25Г2С и Ст. 5, подвергнутых упрочнению вытяжкой $m_{на} = 0{,}9$;

г) предварительно напряженных хомутов и отогнутых стержней горячекатаной арматуры при расчете их на поперечную силу $m_{нн} = 0{,}8$;

д) то же, что в подпункте „г", но из круглой и периодического профиля холоднотянутой проволоки при учете ее в расчетах на поперечную силу и на изгиб по косому сечению (см. примечание 2) $m_{нн} = 0{,}7$;

е) для прочей предварительно напряженной арматуры $m_{на} = 1$.

Примечания. 1. Примечания к п. 54-III НиТУ 123-55 распространяются также и на конструкции с предварительно напряженной арматурой.

2. При расчете на изгиб по косому сечению (см. подпункт „д") коэффициент $m_{нн} = 0{,}7$ вводят только в случае, если проволока отгибается на угол больше 30° вокруг штыря диаметром меньше $8d$; при этом ослабление проволоки перегибом учитывают на участие $30d$ в каждую сторону от места перегиба, где d — диаметр проволоки.

В. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ БЕТОНА

3. Коэффициенты условий работы бетона должны приниматься:

а) для бетона сжатой зоны сборных элементов при проверке несущей способности в момент предварительного обжатия бетона $m_б = 1{,}2$;

б) для бетона растянутой зоны при расчете трещиностойкости $m_{бр} = 1{,}5$.

Г. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

4. Расчетные сопротивления бетона и арматуры определяют как произведение нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности с округлением.

Бетон

5. Расчетные сопротивления (пределы прочности) бетона должны приниматься по табл. 1.

Таблица 1

Расчетные сопротивления (пределы прочности) бетона в *кг/см²*

№ п/п	Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Расчетные сопротивления бетона в *кг/см²* при марке бетона								
				50	75	100	150	200	300	400	500	600
1	Сжатие осевое (призменная прочность) . .	$R_{пр}$	А	24	36	48	70	90	140	190	230	270
			Б	22	33	44	65	80	130	170	210	250
2	Сжатие при изгибе	$R_и$	А	30	45	60	85	110	170	230	280	330
			Б	27	41	55	80	100	160	210	260	310
3	Растяжение .	$R_р$	А	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14	15
			Б	2,4	3,2	4	5,2	6,4	9,5	11	12,5	13,5

Примечания: 1. Значения расчетных сопротивлений при растяжении бетонов на глиноземистом цементе принимаются по табл. 1 с коэффициентом 0,7.

2. Значения расчетных сопротивлений, указанные в строке А, принимаются для бетонов, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах, оборудованных механизмами для автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих бетона (вяжущего, фракций заполнителя, воды и добавок), при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии. В остальных случаях значения расчетных сопротивлений бетона принимаются по строке Б.

3. При установлении марок бетона по растяжению и систематическом контроле прочности и однородности бетона при растяжении значения расчетных сопротивлений бетона при растяжении, приведенные в п. 3 табл. 1, повышаются на 10%.

4. При расчете изгибаемых элементов сборных конструкций с учетом коэффициента условий работы $m = 1{,}1$ значения расчетных сопротивлений бетона должны во всех случаях приниматься по строке Б табл. 1.

Арматура

6. Расчетные сопротивления арматуры должны приниматься по табл. 2 и 2а.

Таблица 2

Расчетные сопротивления арматуры $R_н$ и $R_а$ в *кг/см²*

№ п/п	Вид арматуры	Расчетные сопротивления в *кг/см²* при диаметре проволоки в *мм*						
		2,5	3	4	5	6	7	8
	Проволока стальная высокопрочная холоднотянутая							
1	Круглая углеродистая по ГОСТ 7348-55	16 000	15 200	14 500	13 500	12 800	12 000	11 200
2	Периодического профиля углеродистая по ГОСТ 8480-57	14 500	13 500	12 800	12 000	11 200	10 400	9 600

Примечание. Вводимые в расчет сопротивления сжатой арматуры $R_н$ и $R_а$, указанной в табл. 2, и коэффициенты условий работы должны приниматься так, чтобы соблюдалось условие: $m_{на}R_н \leqslant 3\,600$ *кг/см²*.

Таблица 2а

Расчетные сопротивления арматуры $R_н$ и $R_а$ в *кг/см²*

№ п/п	Вид арматуры	Расчетные сопротивления в *кг/см²*	
		для растянутой арматуры	для сжатой арматуры
	I. Горячекатаная периодического профиля		
1	Сталь марки 30ХГ2С	5 100	3 600
2	Сталь марки 25Г2С	3 400	3 400
3	Сталь марки Ст. 5	2 400	2 400
4	Сталь марки 25Г2С, упрочненная вытяжкой до 5 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 3,5%	4 950	3 400
5	Сталь марки Ст. 5, упрочненная вытяжкой до 4 500 *кг/см²*, но при удлинении не более 5,5%	4 050	2 400
6	Сталь марки 25Г2С, подвергнутая вытяжке на 3,5% без контроля напряжения	4 400	3 400
7	Сталь марки Ст. 5, подвергнутая вытяжке на 5,5% без контроля напряжения	3 600	2 400
	II. Холодносплющенная периодического профиля		
8	Сталь марки Ст. 5	4 500	4 500
9	Сталь марки Ст. 3 и Ст. 0	3 400	3 400
	III. Проволока стальная низкоуглеродистая холоднотянутая по ГОСТ 6727-53		
10	Проволока диаметром от 3 до 5,5 *мм* . . .	4 500	4 500
11	Проволока диаметром от 6 до 10 *мм* . . .	3 600	3 600
	IV. Горячекатаная круглая, полосовая и фасонная		
12	Сталь марки Ст. 3	2 100	2 100
13	Сталь марки Ст. 0	1 700	1 700

Продолжение табл. 2а

№ п/п	Вид арматуры	Расчетные сопротивления в *кг/см²*	
		для растянутой арматуры	для сжатой арматуры
	V. Горячекатаная круглая, упрочненная вытяжкой		
14	Сталь марки Ст. 3	2 500	2 100
15	Сталь марки Ст. 0	2 100	1 700

Примечания. 1. В конструкциях, включающих легкий бетон марки ниже 100, расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, располагаемой в легком бетоне, независимо от марки стали, принимают как для горячекатаной арматуры из стали марки Ст.0. Более высокие значения расчетных сопротивлений арматуры в легком бетоне разрешается принимать только, если это предусмотрено техническими условиями или специально обосновано.

2. Полное использование расчетного сопротивления ненапрягаемой упрочненной вытяжкой арматуры из стали марки Ст.3 допускается только для арматуры диаметром до 12 *мм* при применении ее в сварных каркасах и сварных сетках; в остальных случаях расчетное сопротивление этой арматуры принимают как для арматуры из стали марки Ст. 3, не подвергнутой упрочнению.

3. Приведенные в табл. 2а расчетные сопротивления арматуры из стали марок Ст.3 и Ст.5 относятся к арматуре диаметром до 40 *мм*. Расчетные сопротивления при диаметре арматуры более 40 *мм* принимают равными: для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали марки Ст.5 — 2 300 *кг/см²*; для горячекатаной арматуры из стали марки Ст.3 — 0,9 от нормативного сопротивления этой арматуры.

4. При применении арматуры из холоднотянутой ненапрягаемой проволоки для хомутов вязаных каркасов расчетное сопротивление этой арматуры принимают как для горячекатаной арматуры из стали марки Ст. 3, не подвергнутой упрочнению.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

ТИПЫ АНКЕРНЫХ УСТРОЙСТВ, ДОМКРАТЫ И УСТРОЙСТВА ДЛЯ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

1. В конструкциях с напрягаемой анкерованной арматурой концы растянутых продольных, наклонных или поперечных пучков, прядей, проволок или стержней следует надежно заанкеривать в бетоне при помощи специальных устройств.

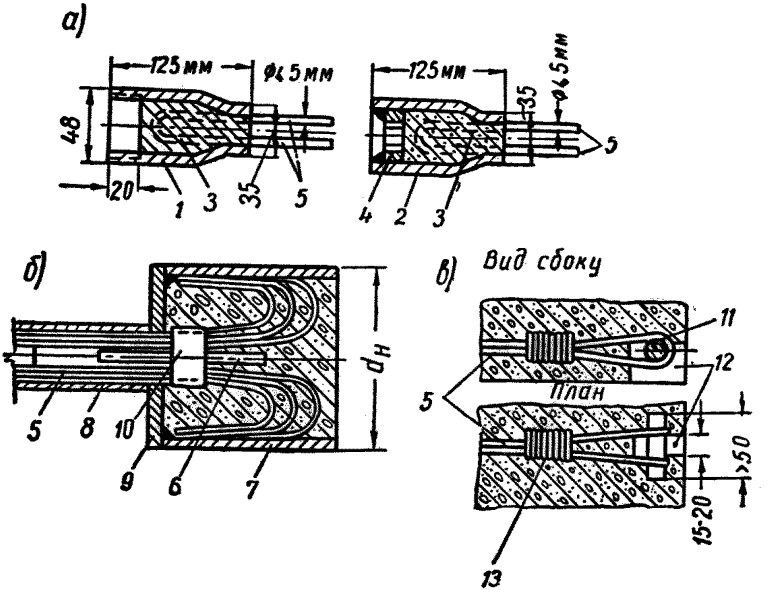


Рис. 1. Анкеровка арматурных пучков проволоки из твердых сталей в предварительно напряженных железобетонных конструкциях

а — анкеровка в трубках; *б* — анкеровка при помощи анкерных колодок; *в* — анкеровка при помощи петель; *1* — трубка газовая усиленная с одним сплющенным концом и внутренней нарезкой на другом; *2* — трубка газовая нормальная с одним сплющенным концом и приваренной гайкой на другом; *3* — раствор марки не ниже 500; *4* — гайка; *5* — арматурный пучок; *6* — стальной конический стержень; *7* — стакан из стальной трубы приварен к диску *9* по всей окружности; *8* — трубка из жести ($\delta = 0{,}4$ *мм*); *9* — стальной диск; *10* — кольцо; *11* — анкерный штырь диаметром 12 — 16 *мм*; *12* — окно натяжного крюка (заделывается раствором); *13* — конец проволоки $d \leqslant 5$ *мм* в оплетке

На рис. 1—10 указаны типы анкеров, нашедших применение на практике. При проектировании предварительно напряженных конструкций, кроме указанных анкеров, можно применять другие их виды, проверенные опытами. Выбор типа анкера производят с учетом имеющихся производственных возможностей изготовления конструкций и их назначения.

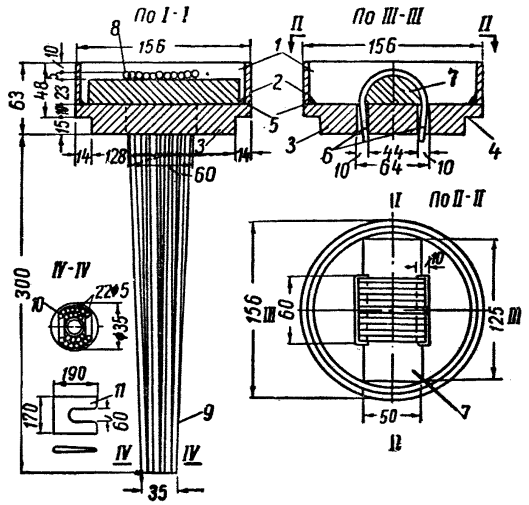


Рис. 2. Конструкция анкера ограниченной высоты типа I

1 — бетон марки 500; *2* — стальное кольцо; *3* — дно анкера; *4* — кольцевая выемка; *5* — сварка; *6* — отверстия; *7* — прокладка; *8* — 11 петель Ø 5 *мм*; *9* — оболочка из кровельной стали; *10* — спираль; *11* — клиновидная вилкообразная шайба

2. При применении напрягаемой арматуры, снабженной анкерами, необходимо обеспечить надежную передачу бетону усилий натяжения. В месте расположения анкерного устройства бетон должен быть усилен дополнительной арматурой (сетками и т. п.) для восприятия усилий от натянутой арматуры или от натяжных приспособлений. Для равномерной передачи усилий на бетон под анкерами рекомендуется устанавливать торцовый стальной лист или торцовую железобетонную плиту, изготовленную заранее. Лист или плита должны иметь отверстие для пропуска арматуры при установке ее на место. Стальные листы устанавливают до бетонирования элемента; к листам должны быть приварены анкерные

коротыши и отрезки газовых труб для крепления на них оболочек каналов. Железобетонные плиты устанавливают до обжатия бетона.

В случаях, когда каналы для арматуры образуются стальными трубками или резиновыми шлангами, удаляемыми после бетонирования элемента, и их диаметр больше диаметра отверстия в анкерной плите, последнюю устанавливают на изготовляемом железобетонном элементе после удаления трубок или шлангов. При этом в проекте должны быть предусмот-

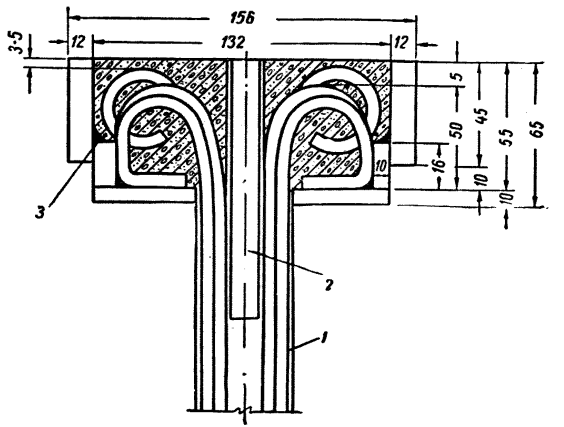


Рис. 3. Конструкция анкера ограниченной высоты типа II
1 — оболочка из кровельной стали; *2* — трубка $d_н = 12$ *мм*; *3* — сварной шов

рены мероприятия, обеспечивающие равномерное примыкание плиты к бетону элемента и закрепление на нем путем постановки плит на раствор, приварки к стальным закладным деталям и т. п.

3. Домкраты и устройства для захвата и натяжения арматуры применяются в зависимости от типа арматуры, анкерных устройств и усилия натяжения.

Расположение напрягаемой арматуры на торцах предварительно напряженной конструкции должно назначаться с учетом габаритных размеров домкратов и натяжных устройств.

На рис. 11 приведены габариты гидравлических домкратов двойного действия с тяговым усилием 60, 50 и 15 *т*, основные характеристики которых даны в табл. 1.

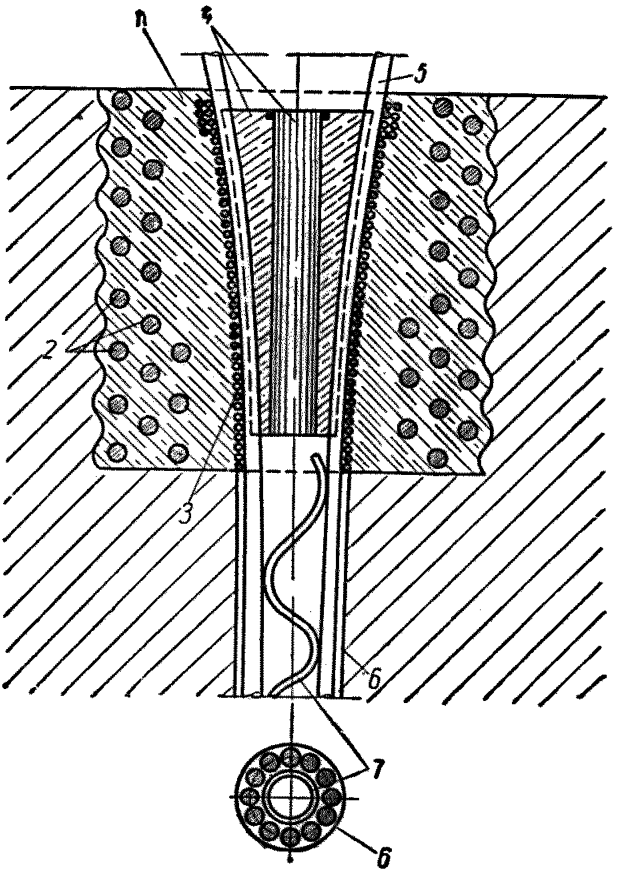


Рис. 4. Анкеровка арматурного пучка при помощи железобетонной колодки и стальной пробки

1 — железобетонная колодка; *2* — спираль; *3* — спираль из высокопрочной проволоки; *4* — стальной конус (пробка) с отверстием для инъектирования раствора; *5* — проволока ∅ 2,5—5 *мм* арматурного пучка; *6* — трубка; *7* — внутренняя спираль *l* = 80 *мм* из высокопрочной стальной проволоки ∅ 2,5 — 3 *мм*

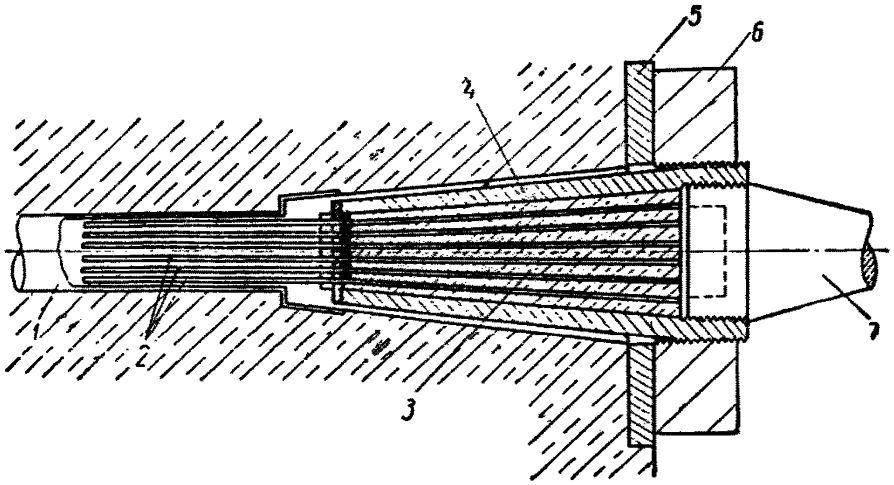


Рис. 5. Анкеровка арматурного пучка из проволоки периодического профиля при помощи стального конуса

1 — трубка; *2* — проволока периодического профиля арматурного пучка; *3* — цементный раствор (или цеменотное тесто); *4* — стальной конус; *5* — подкладка; *6* — гайка; *7* — натяжной шток домкрата

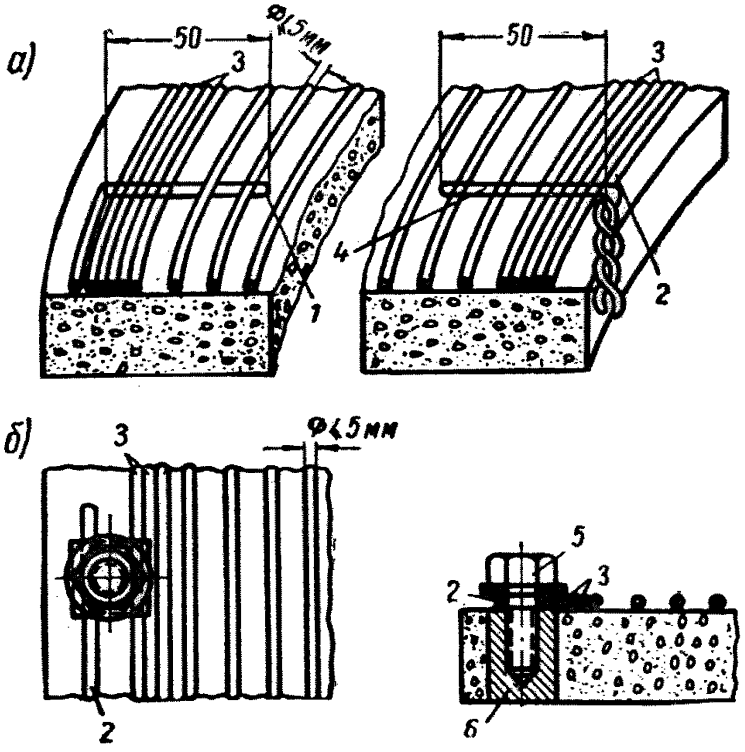


Рис. 6. Анкеровка арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях круглого сечения

а — анкеровка, осуществляемая путем зажатия витками спирали одного конца и скруткой другого конца; *б* — анкеровка, осуществляемая при помощи зажимного болта; *1* — начало обмотки; *2* — конец обмотки; *3* — витки проволоки с ослабленным напряжением; *4* — отрезок проволоки диаметром до 5 *мм*; *5* — зажимной болт диаметром 12 *мм*; *6* — анкер сечением 25 × 25 *мм*

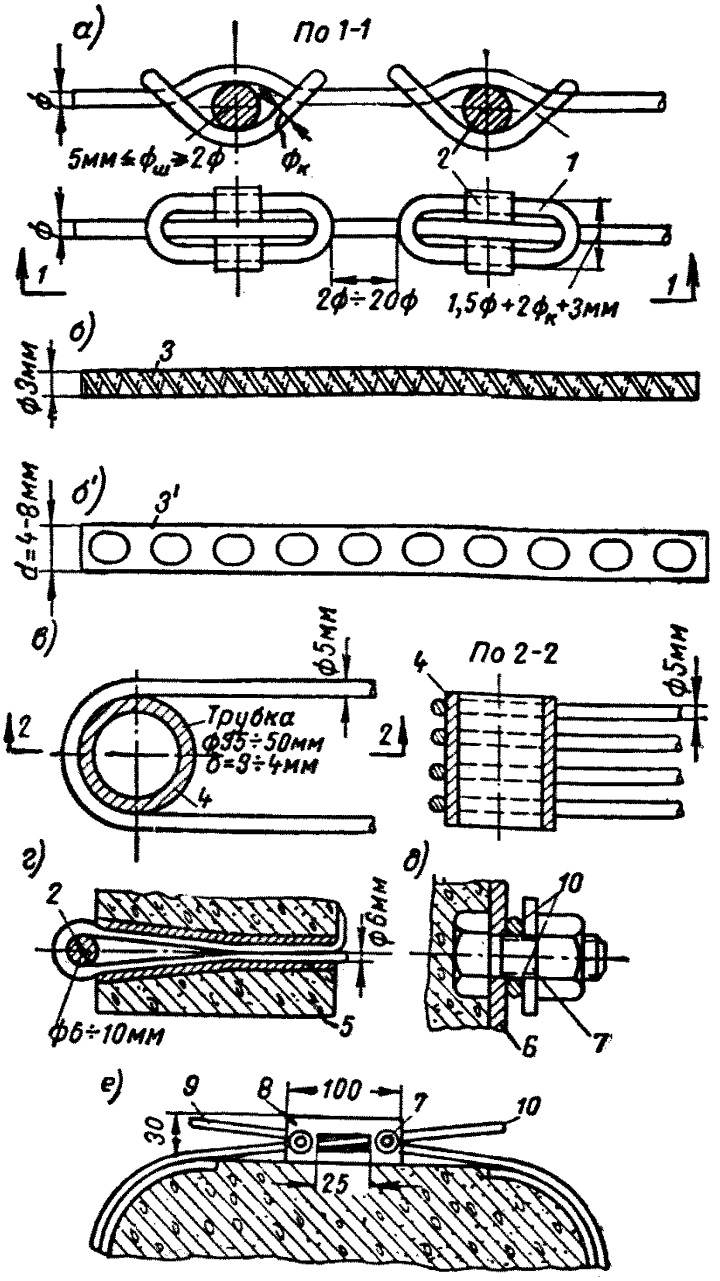


Рис. 7. Анкеровка арматуры из твердых сталей в предварительно напряженных железобетонных конструкциях

а — анкеровка при помощи колец; *б* и *б'* — анкеровка арматуры достигается непосредственным сцеплением ее с бетоном; на поверхности стержня диаметром более 3 *мм* нанесена риска-насечка или стержень должен быть сплющен; *в* — анкеровка арматуры диаметром до 6 *мм* при помощи трубок (применяется при непрерывном армировании); *г* — анкеровка начала обмотки (арматуры) диаметром до 6 *мм* на сердечнике (применяется при непрерывном армировании); *д* — анкеровка конца обмотки (арматуры) на сердечнике при помощи зажимного болта (применяется при непрерывном армировании); *е* — анкеровка концов обмотки (арматуры) балок при помощи плашечного зажима (применяется при непрерывном армировании); *1* — кольцо; *2* — штырь; *3* — поверхностная насечка; *3* — сплющенный стержень; *4* — трубка; *5* — сплющенная трубка; *6* — стальная подкладка, прикрепленная к сердечнику; *7* — зажимной болт диаметром 12 *мм*; *8* — плашечный зажим; *9* — начало арматуры; *10* — конец арматуры

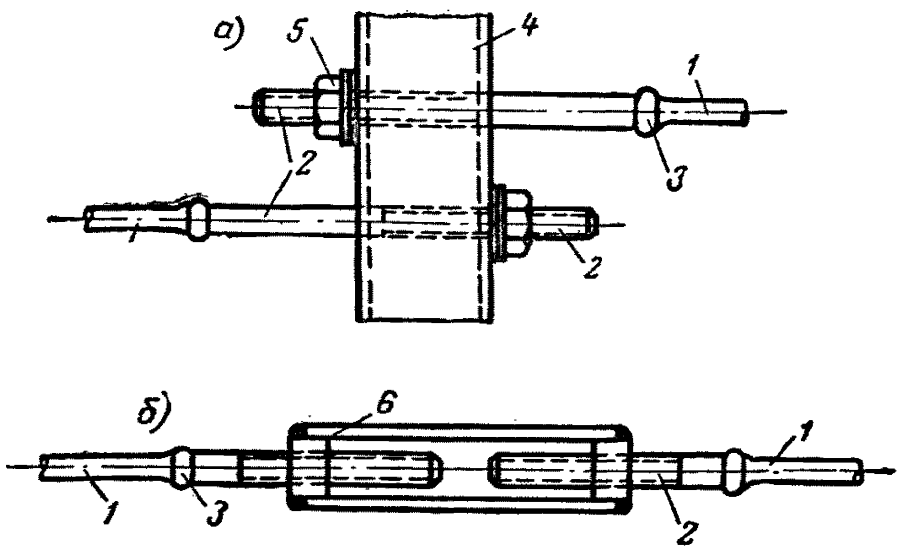


Рис. 8. Анкеровка и стыкование арматуры в предварительно напряженных железобетонных резервуарах

а — анкеровка, осуществляемая при помощи натяжных гаек; *б* — стык, осуществляемый при помощи стяжной муфты; *1* — напрягаемая арматура; *2* — нарезной конец; *3* — контактная электросварка; *4* — стальная стойка из швеллера; *5* — натяжная гайка; *6* — стяжная муфта

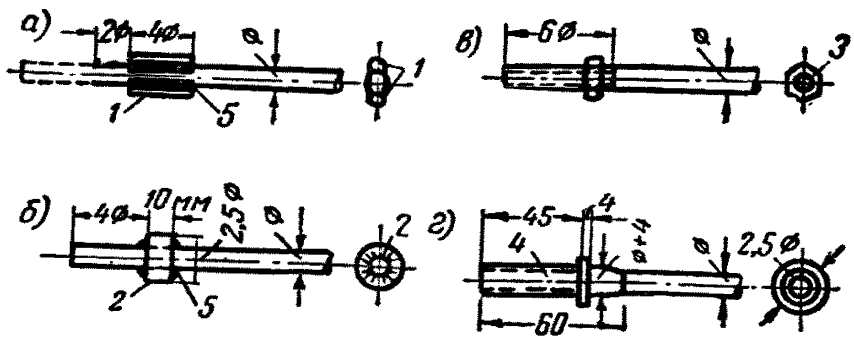


Рис. 9. Анкеровка арматуры круглого профиля из мягких сталей в предварительно напряженных железобетонных конструкциях

а — анкеровка при помощи приваренных коротышей; *б* — анкеровка при помощи приваренной шайбы; *в* — анкеровка при помощи гайки; *г* — анкеровка при помощи приваренного наконечника; *1* — коротыши; *2* — шайба приваренная; *3* — гайка; *4* — штампованный стальной наконечник с нарезкой, приваренный к арматуре; *5* — сварка

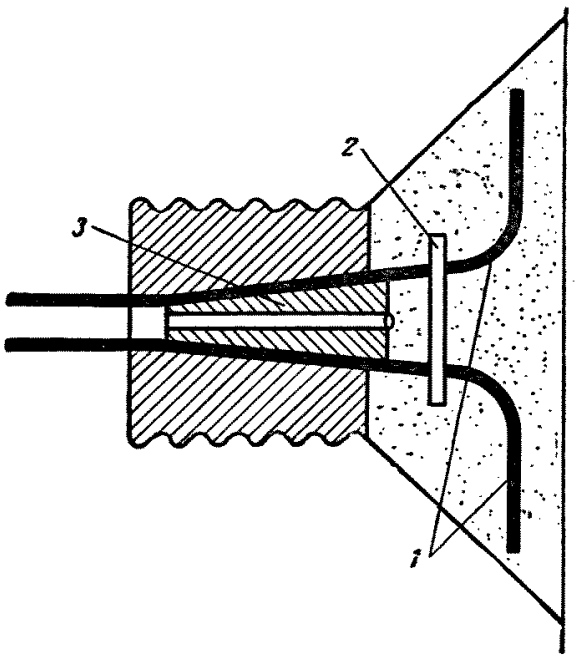


Рис. 10. Анкерное устройство арматурных пучков

1 — концы проволоки арматурного пучка; *2* — стальная пластинка толщиной 10 *мм*; *3* — конус

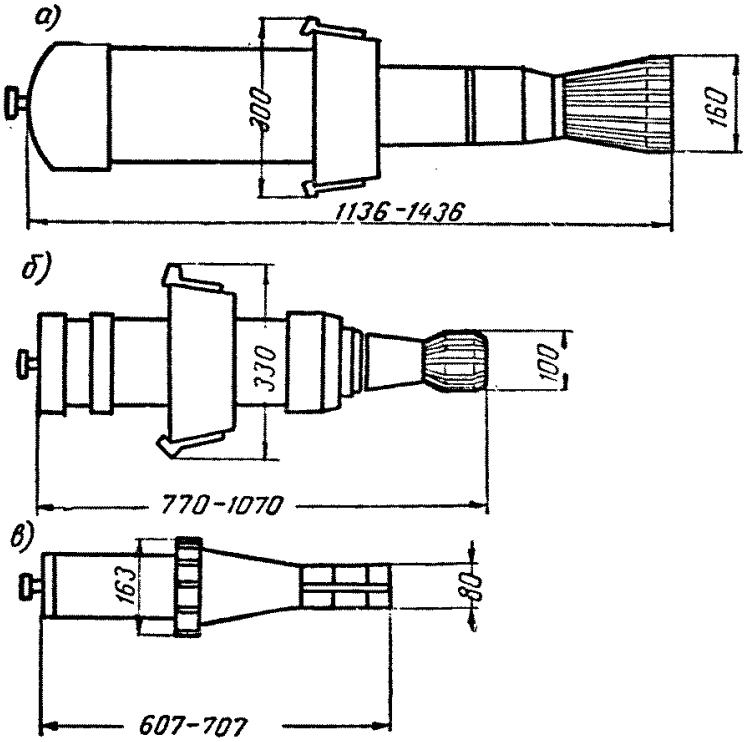


Рис. 11. Габариты гидравлических домкратов двойного действия для натяжения пучковой арматуры

а, *б* и *в* — домкраты с тяговым усилием соответственно 60, 50 и 15 *т*

Таблица 1

Основные характеристики гидравлических домкратов двойного действия для натяжения пучковой арматуры

Марка домкрата	Тяговое усилие в *т*	Ход поршня в *мм*	Количество проволок в пучке в шт.	Диаметр проволок в *мм*	Вес домкрата в *кг*	Система закрепления проволок
СМ 529* (ДП 60/300)	60	300 / 30**	18	5	163	Клиновая
50/300	50	300 / 36**	12—24	5	102	То же
СМ 539 (ДП 15/100)	15	100 / 20**	3 5	8 5	35	Цанговые захваты или клинья

* Выпуск этих домкратов промышленностью прекращен.
** В знаменателе указаны величины хода поршня заклинивания.

На рис. 12 приведены габариты гидравлических домкратов с тяговым усилием 50, 25 и 15 *т* для натяжения стержневой арматуры; основные характеристики этих домкратов даны в табл. 2.

На рис. 13 приведены схемы гидравлических домкратов с тяговым усилием 150, 90 и 60 *т* для натяжения мощных арматурных пучков.

Зажимы для натяжения стержневой и проволочной арматуры круглого и периодического профиля, а также основные характеристики зажимов (размеры, вес и предельные рабочие нагрузки) приведены в табл. 3.

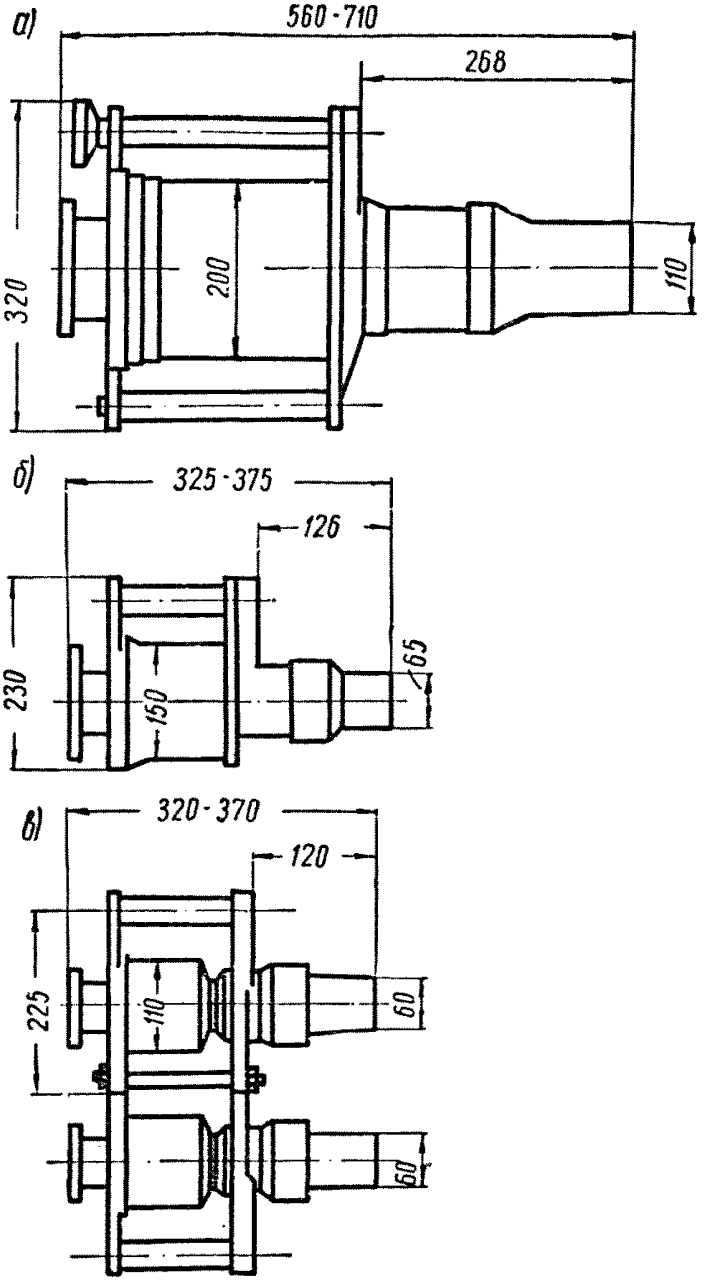


Рис. 12. Габариты гидравлических домкратов для натяжения стержневой арматуры

а, *б* и *в* — домкраты с тяговым усилием соответственно 50, 25 и 15 *т*

Таблица 2

Основные характеристики гидравлических домкратов для натяжения стержневой арматуры

Марка домкрата	Тяговое усилие в *т*	Ход поршня в *мм*	Размеры резьбы в штоках в *мм*	Вес домкрата в *кг*	Максимальное давление в *ати*
СМ 537 (ДС-50-150)	50	150	М 16×2 М 18×2,5 М 20×2,5 М 22×2,5 М 24×3 М 27×3 М 36×4 М 42×3	69	300
СМ 514 (ДС-25-50)	25	50	М 16×2 М 20×2,5 М 22×2,5	23,7	300
СМ 538* (Д2С-30-50)	15×2	50	М 16×1,5 М 16×2 М 20×2,5	19×2	300

* Каждый из спаренных домкратов марки СМ 538 можно использовать в отдельности с тяговым усилием 15 *т*. Выпуск таких домкратов промышленностью в настоящее время прекращен.

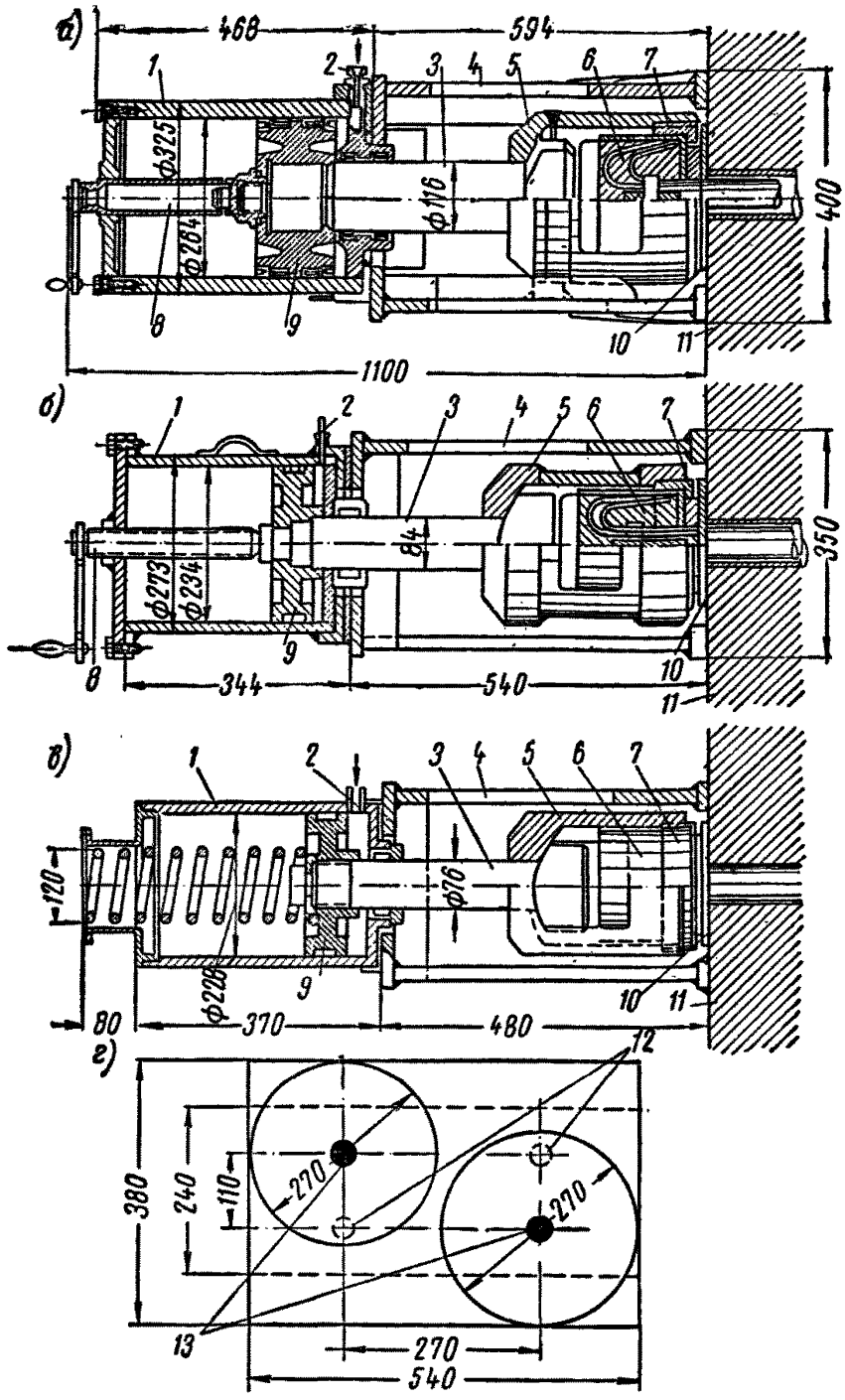
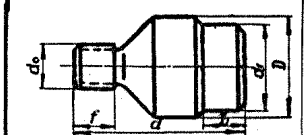
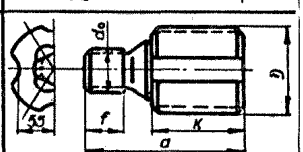
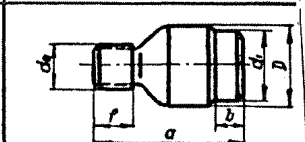


Рис. 13. Схемы гидравлических домкратов для натяжения пучковой арматуры

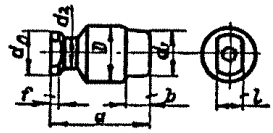
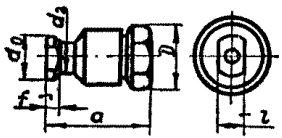
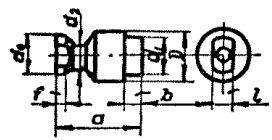
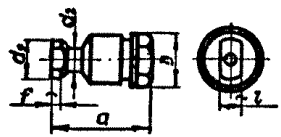
а, *б* и *в* — домкраты с тяговым усилием соответственно 150, 90 и 60 *т*; *г* — схема расположения домкратов на торце напрягаемой конструкции; *1* — цилиндр домкрата; *2* — штуцер для нагнетания масла; *3* — тяж; *4* — упор; *5* — натяжная муфта; *6* — анкер; *7* — кольцевой захват; *8* — винт с рукояткой для возврата поршня; *9* — поршень; *10* — шайба; *11* — торец конструкции; *12* — пучки, натягиваемые с правого конца конструкции (на левом конце их анкеры утоплены); *13* — пучки, натягиваемые с левого конца конструкции

Таблица 3

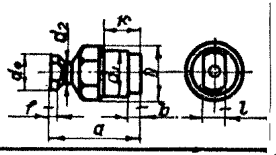
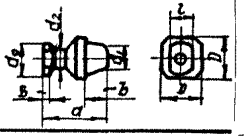
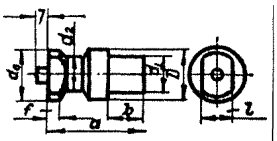
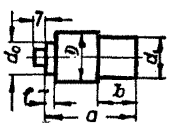
Основные характеристики зажимов для натяжения стержневой и проволочной арматуры круглого и периодического профиля

Марка (модель) зажима		Размеры в *мм*									Диаметр арматуры в *мм*	Предельная рабочая нагрузка в *т*	Вес зажима в *кг*
		a	*b*	d_0	d_1	d_2	*D*	*l*	*f*	*k*			
ЗС 32-40-1		235	55	трап. 65×10	120	—	140	—	60	—	32—40	70	13
ЗС 32-40-2		230	—	трап. 65×10	—	—	130	—	60	130	32—40	70	13
ЗС 25-32-1		215	45	трап. 65×10	100	—	120	—	60	—	25—32	60	9,4

Продолжение табл. 3

Марка (модель) зажима		Размеры в *мм*									Диаметр арматуры в *мм*	Предельная рабочая нагрузка в *т*	Вес зажима в *кг*
		a	*b*	d_0	d_1	d_2	*D*	*l*	*f*	*k*			
ЗС 16-25-1		125	25	65	70	42	80	45	15	—	16—25	32	2,7
ЗС16-25-2		138	—	65	—	42	86,5	45	15	—	16—25	32	2,9
ЗС 10-18-1		100	20	48	52	30	60	32	10	—	10—18	18	1,2
ЗС 10-18-2		113	—	48	—	30	63,5	32	10	—	10—18	18	1,3

Продолжение табл. 3

Марка (модель) зажима		Размеры в *мм*									Диаметр арматуры в *мм*	Предельная рабочая нагрузка в *т*	Вес зажима в *кг*
		a	*b*	d_0	d_1	d_2	*D*	*l*	*f*	*k*			
ЗС10-18-3		135	20	48	60	30	75	32	10	65	10—18	18	1,5
ЗСП8-14		90	35	48	36	30	55	32	8	—	8—14	10	0,8
ЗС2,5-5-1		58	22	32	24	21	30	21	7	—	2,5—5	2,5	0,2
ЗС2,5-5-2		58	24	20	24	—	26	—	6	—	2,5—5	2,5	0,2

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

ПРИМЕР 1

Дано. В центрально растянутом элементе длиной 24 *м* сечением 28×24 *см* из бетона марки 400, изготовленного по группе „Б" табл. 4, действует продольное усилие от расчетных нагрузок $N = 128$ *т*, продольное усилие от нормативных нагрузок $N^{н} = 106$ *т*. Арматура предусмотрена в виде напрягаемых пучков высокопрочной круглой проволоки (по ГОСТ 7348-55) ∅ 5 *мм* и четырех ненапрягаемых стержней ∅ 12 *мм* ($F_a = 4{,}52$ *см*^{2}) из стали периодического профиля марки 25Г2С (рис. 1). Натяжение арматуры производится на бетон при достижении им прочности, равной марке бетона ($R' = R$).

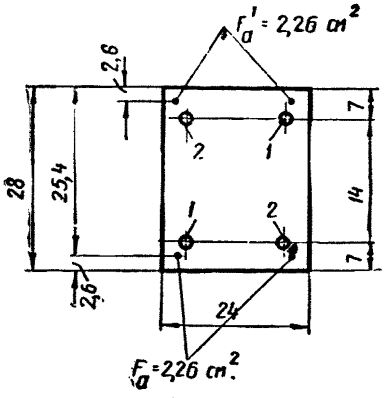


Рис. 1

Требуется. 1. Определить необходимое число проволок и пучков из расчета элемента на прочность при коэффициенте условий работы $m = 1$.

2. Проверить трещиностойкость элемента, принимая коэффициент точности натяжения $m_т = 0{,}9$.

3. Проверить прочность элемента при натяжении арматуры, принимая коэффициент точности натяжения $m_т = 1$ и предполагая, что натяжение пучков производится неодновременно (в два приема).

4. Определить величину усилия, контролируемого при натяжении арматуры.

5. Проверить смятие бетона под анкерными колодками.

1. Расчет сечения пучковой арматуры

Для круглой высокопрочной проволоки ∅ 5 *мм* нормативное сопротивление $R^{н}_{н} = 17\,000$ *кг/см*^{2};

условное расчетное сопротивление по табл. 7 инструкции $R_{ну} = 9\,500$ *кг/см*^{2}.

Требуемая площадь сечения арматуры (без учета ненапрягаемой арматуры)

$$F_{н}=\frac{N}{R_{ну}}=\frac{128\,000}{9\,500}=13{,}5\ см^2.$$

Принимаем 4 пучка по 18 проволок в каждом пучке;

$$F_{н}=14{,}1\ см^2.$$

2. Проверка трещиностойкости элемента

а) Определение потерь предварительного напряжения арматуры.

Первые потери, происходящие до окончания обжатия бетона. Потери за счет обжатия двух анкеров арматурного пучка определяем из условия п. 4 табл. 8:

$$(\lambda_2+\lambda_2)\frac{E_{а}}{l}=\frac{(0{,}1+0{,}1)\,1\,800\,000}{2\,400}=150\ кг/см^2.$$

Потери за счет трения пучков о стенки прямолинейных каналов определяем из условия п. 5 табл. 8

$$\sigma_{н}\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\cdot\right)$$

Принимаем: $\sigma_{н}\approx\sigma_{о}=0{,}6\,R_{н}^{н}=0{,}6\cdot 17\,000=10\,000\ кг/см^2$. При натяжении пучков с одной стороны

$$x=l=24\ м;$$

$k=0{,}003$ (по п. 1 табл. 1 приложения 4 как для канала, отделанного тонкой стальной оболочкой); $\mu\theta=0$ (для прямолинейных пучков);

$$\sigma_{о}\left(1-\frac{1}{e^{0{,}003\cdot 24}}\right)=10\,000\left(1-\frac{1}{e^{0{,}072}}\right)=0{,}069\cdot 10\,000=690\ кг/см^2;$$

выражение в скобках определяем по табл. 2 приложения 4.

Величина потерь, происходящих до окончания обжатия бетона, равна $150+690=840\ кг/см^2$.

Вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

Потери от усадки бетона согласно п. 1 табл. 8 равны 300 $кг/см^2$. Потери от ползучести бетона вычисляем согласно п. 2 табл. 8, для чего предварительно определяем напряжение в бетоне $\sigma_{б}$.

Площадь поперечного сечения бетона за вычетом ослаблений четырьмя каналами диаметром 4 *см*

$$F_{б}=24\cdot 28-4\frac{3{,}14\cdot 4^2}{4}=622\ см^2;$$

ввиду малой величины ненапрягаемой арматуры ($F_{а}$) модуль упругости ее для определения площади приведенного сечения принят таким же, как и для напрягаемой арматуры ($F_{н}$):

$$n=\frac{E_{а}}{E_{б}^{н}}=\frac{1\,800\,000}{380\,000}=4{,}75;$$

площадь приведенного сечения

$$F_{бп}=622+4{,}75\,(14{,}1+4{,}52)=709\ см^2;$$

согласно п. 36„б"

$$\sigma_б = \frac{F_н \sigma_о}{F_{бп}} = \frac{14{,}1\,(10\,000 - 840)}{709} = 183{,}4\ кг/см^2$$

($\sigma_о$ принято за вычетом потерь, происходящих до обжатия бетона).

Потери от ползучести бетона при $R = R'$ и $k = 1$ принимаем в соответствии с указаниями п. 2 табл. 8, причем второй член формулы не учитывается, так как $\sigma_б < 0{,}5\,R' = 200\ кг/см^2$ (см. примечание 2 к табл. 8);

$$\frac{0{,}75 \cdot k\,E_а R}{E_б^н R'}\,\sigma_б = 0{,}75 \cdot 4{,}75 \cdot 183{,}4 = 653\ кг/см^2.$$

Потери напряжений в арматуре от релаксации принимаем в соответствии с указаниями п. 3 табл. 8, причем значение в скобках формулы не учитывается, так как $\sigma_о < 0{,}65\,R_н^н$, ($10\,000 < 0{,}65 \cdot 17\,000 = 11\,000\ кг/см^2$, см. примечание 3 к табл. 8)

$$0{,}05\sigma_о = 0{,}05 \cdot 10\,000 = 500\ кг/см^2.$$

Суммарная величина потерь, происходящих после обжатия бетона, равна $300 + 653 + 500 = 1\,453\ кг/см^2$.

б) Расчет на трещиностойкость.

Напряжение в арматуре за вычетом всех потерь при $m_т = 0{,}9$

$$m_т\sigma_о = 0{,}9\,[10\,000 - (840 + 1\,453)] = 6\,936\ кг/см^2.$$

Для бетона марки 400 по табл. 4 значение $R_{ру} = 18\ кг/см^2$.

По формуле (12)

$$N_т \leqslant F_б R_{ру} + F_а\,(300 - \sigma_а) + F_н\,(m_т\sigma_о + 300).$$

Сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре согласно указаниям п. 40„б" принимаем равными сумме потерь от усадки и ползучести бетона

$$\sigma_а = 300 + 653 = 953\ кг/см^2.$$

$$N_т = 622 \cdot 18 + 4{,}52\,(300 - 953) + 14{,}1\,(6\,936 + 300) = 110\,000\ кг;$$

$$110m > N^н = 106\ m,$$

т. е. трещиностойкость элемента обеспечена.

3. Проверка прочности элемента при обжатии бетона

При расчете учитывается возможность передачи усилия от натяжения арматуры вблизи торцовых участков без проявления потерь от трения в каналах, но с учетом эксцентрицитета, равного радиусу канала, т. е. 2 *см*.

При натяжении арматуры в два приема (по два пучка) в соответствии с п. 45„в"

$$\sigma_п = \frac{F_{рн}}{F_н}\,3\,000 = \frac{7{,}05}{14{,}1}\,3\,000 = 1\,500\ кг/см^2.$$

Усилие в четырех пучках арматуры

$$F_н\,(\sigma_о - \sigma_п) = 14{,}1\,(10\,000 - 150 - 1\,500) = 117\,800\ кг.$$

Статический момент рабочей площади поперечного сечения бетона (за вычетом отверстий) относительно центра тяжести арматуры равен

$$S_0 = \frac{24 \cdot 25{,}4^2}{2} - \frac{3{,}14 \cdot 4^2}{4}\,(2 \cdot 4{,}4 + 2 \cdot 18{,}4) = 7\,178\ см^3.$$

Требуемую площадь сечения ненапрягаемой арматуры для восприятия сечением элемента усилия от натяжения всех пучков определяем согласно указаниям приложения 1 пп. 16 и 24 по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{F_н(\sigma_0 - \sigma_п)e - 0{,}8\,S_0 R_{иу}}{R_{ау}(h_0 - a')};$$

при эксцентрицитете $e_0 = 2$ *см*

$$e = \frac{h}{2} - a + e_0 = \frac{28}{2} - 2{,}6 + 2 = 13{,}4 \text{ см}.$$

Для бетона марки 400 величину $R_{иу}$ при проверке предварительного обжатия в соответствии с табл. 4 принимаем равной $R_{иу} = 250$ *кг/см²*.

$$F_a = F'_a = \frac{117\,800 \cdot 13{,}4 - 0{,}8 \cdot 7\,178 \cdot 250}{3\,400\,(25{,}4 - 2{,}6)} = 2 < 2{,}26 \text{ см}^2,$$

т. е. размеры сечения ненапряженной арматуры достаточны.

Учет снижения напряжения в первых двух пучках, натянутых ранее, вследствие упругого обжатия бетона усилиями пучков, натягиваемых позднее (т. е. второй парой пучков) согласно приложению 5.

Усилие от натяжения второй группы пучков (пучки *2*) с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона:

$$N_0 = \frac{F_н}{2}\sigma_0 = \frac{14{,}1}{2}(10\,000 - 840) = 64\,580 \text{ кг};$$

$$\Delta\sigma_б \approx \frac{N_0}{F_{бп}} = \frac{64\,580}{709} = 91{,}3 \text{ кг/см}^2;$$

$$n\,\Delta\sigma_б = 4{,}75 \cdot 91{,}3 = 434 \text{ кг/см}^2.$$

4. Определение усилия, контролируемого при натяжении пучков № 1 и 2 (см. рис. 1)

Величину контролируемого напряжения определяем по указаниям п. 37 и формуле (5) инструкции как для центрального сжатия

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\frac{N_0}{F_{бп}};$$

$$N_0 = F_н\sigma_0 = 14{,}1\,(10\,000 - 840) = 129\,160 \text{ кг}.$$

В пучках 2

$$\sigma_н = 10\,000 - 4{,}75\,\frac{129\,160}{709} = 9\,135 \text{ кг/см}^2.$$

Величина усилия, контролируемого при натяжении в каждом пучке

$$N_н = 9\,135 \cdot 3{,}53 = 32\,200 \text{ кг}.$$

Величина контролируемого напряжения в пучках *1* должна быть повышена на величину $n\Delta\sigma_б = 434$ *кг/см²*;

$$\sigma_н = 9\,135 + 434 = 9\,570 \text{ кг/см}^2.$$

Величина усилия, контролируемого при натяжении каждого пучка *1*:

$$N_н = 9\,570 \cdot 3{,}53 = 33\,800 \text{ кг}.$$

5. Расчет торца затяжки на смятие бетона под анкерными колодками

Расчетную нагрузку на торец в момент обжатия затяжки можно принять равной $N_0 = 129{,}16$ *т*. Диаметр анкерной колодки равен 90 *мм*.

Площадь сечения четырех каналов при $d = 40$ *мм*

$$f = 4 \cdot 3{,}14 \frac{4^2}{4} = 50 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь торца затяжки

$$F = 28 \cdot 24 - 50 = 622 \text{ см}^2.$$

Площадь смятия $F_{см} = 4 \cdot 3{,}14 \frac{9^2}{4} - 50 = 204 \text{ см}^2$.

В соответствии с указаниями п. 48 значение коэффициента

$$\theta = 4 - 3\eta = 4 - 3 \sqrt{\frac{F_{см}}{F}} = 4 - 3 \sqrt{\frac{204}{622}} = 2{,}28.$$

Значение коэффициента косвенного армирования $\mu_к$ определим из выражения

$$N_c \leqslant \theta R_{пру} F_{см} + \mu_к R_{ау} F_я;$$

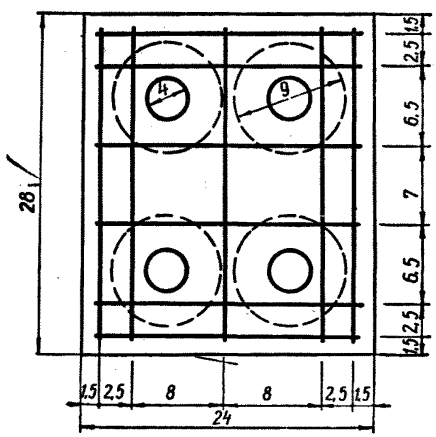


Рис. 1а

При этом значения $R_{пру}$ и $R_{ау}$ примем соответственно по п. 17 табл. 4 и п. 19 табл. 7а для стали марки Ст. 3

$$129\,160 = 2{,}28 \cdot 200 \cdot 204 + \\ + \mu_к \cdot 2\,100 \cdot 21 \cdot 25;$$

$$\mu_к = \frac{129\,160 - 93\,069}{1\,102\,500} = \\ = 0{,}0328.$$

Задавшись расположением стержней в сетке (см. рис. 1а) и приняв их $d = 8$ *мм*, определим расстояние между сетками

$$\mu_к = \frac{n_1 l_1 f_1 + n_2 l_2 f_1}{l_1 l_2 h};$$

$$h = \frac{5 \cdot 25 \cdot 0{,}503 + 6 \cdot 21 \cdot 0{,}503}{21 \cdot 25 \cdot 0{,}0328} = 7{,}35 \text{ см}.$$

Принимаем на торцах 4 сетки, а расстояние между ними 7 *см*; при этом первую сетку устанавливаем на расстоянии 2 *см* от торца затяжки.

ПРИМЕР 2

Дано. Однопролетной предварительно напряженной железобетонной балкой (односкатной кровли) с расчетным пролетом $l = 11{,}6$ *м*, поперечное сечение которой приведено на рис. 2—4, должны быть восприняты

следующие нормативные нагрузки:

от собственного веса настила и кровли	— 1 140	*кг/пог. м*
от веса утеплителя	— 480	„
от снега	— 600	„
от собственного веса балки	— 280	„
	Всего 2 500	*кг/пог. м*

Для балки принято: бетон марки 400; напрягаемая арматура из холоднотянутой проволоки периодического профиля ∅ 5 *мм* по ГОСТ 8480-57:

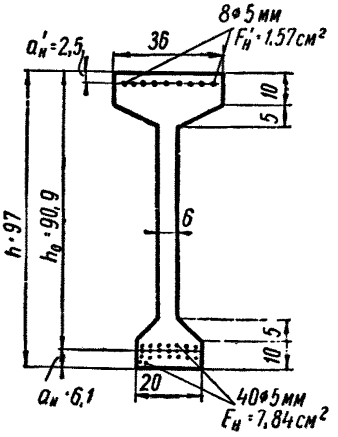


Рис. 2

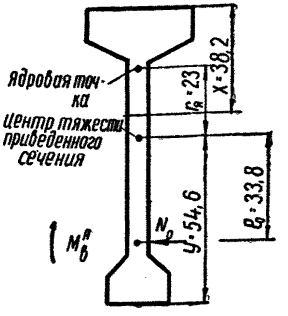


Рис. 3

верхняя — из 8 проволок ($F'_н = 1{,}57$ *см*²), нижняя — из 40 проволок ($F_н = 7{,}84$ *см*²).

Натяжение проволок производится на упоры. В процессе изготовления балки предусматривается подогрев бетона, при этом разность между температурой арматуры и температурой устройств, воспринимающих усилия натяжения, составляет $\Delta t = 20°$.

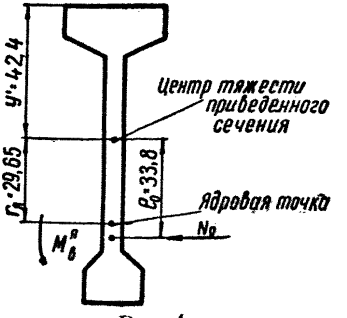


Рис. 4

Требуется проверить. 1. Прочность балки в стадии эксплуатации при коэффициенте условий работы $m = 1$.

2. Трещиностойкость в стадии эксплуатации при коэффициенте точности натяжения арматуры $m_т = 0{,}9$.

3. Прочность балки при ее работе на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже, из условия работы балки на собственный вес, как консоли с вылетом $l_к = 3$ *м*, при прочности бетона $R' = 0{,}7\,R$.

4. Трещиностойкость балки при ее изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с условиями п. 3 данного примера при $m_т = 1$.

5. Прогиб балки в стадии эксплуатации.

I. Расчет прочности

Для холоднотянутой проволоки периодического профиля ∅ 5 *мм* (согласно п. 2 табл. 3 и 7)

$$R_{н}^{н} = 15\,000 \text{ кг/см}^2; \quad R_{ну} = 8\,400 \text{ кг/см}^2.$$

В связи с потерями предварительного напряжения, вследствие изменения разности температуры натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения, величину наибольшего возможного предварительного напряжения арматуры принимаем (с учетом указаний п. 29):

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 0{,}75 \; R_{н}^{н} = 0{,}75 \cdot 15\,000 = 11\,250 \text{ кг/см}^2.$$

Определение потерь напряжения в напрягаемой арматуре и геометрических характеристик сечения элемента.

Потери напряжений в арматуре от релаксации согласно п. 3 табл. 8 равны

$$0{,}05\,\sigma_0 + 0{,}2\,(\sigma_0 - 0{,}65\,R_{н}^{н}) = 0{,}05 \cdot 11\,250 + 0{,}2\,(11\,250 - 0{,}65 \cdot 15\,000) = 860 \text{ кг/см}^2.$$

Потерями от податливости захватов пренебрегаем.

Потери от перепада температуры согласно п. 7 табл. 8 равны

$$20\Delta t = 20 \cdot 20 = 400 \text{ кг/см}^2.$$

Первые потери, происходящие до окончания обжатия бетона, равны

$$860 + 400 = 1\,260 \text{ кг/см}^2.$$

Для определения потерь от ползучести бетона при натяжении арматуры на упоры вычисляем предварительно геометрические характеристики приведенного сечения

$$n = \frac{E_а}{E_{б}^{н}} = \frac{1\,800\,000}{380\,000} = 4{,}75;$$

$$nF_{н}' = 4{,}75 \cdot 1{,}57 = 7{,}45 \text{ см}^2; \quad nF_{н} = 4{,}75 \cdot 7{,}84 = 37{,}2 \text{ см}^2.$$

Площадь приведенного сечения

$$F_{бп} = 36 \cdot 10 + 15 \cdot 5 + 6 \cdot 77 + 20 \cdot 10 + 7 \cdot 5 + 37{,}2 + 7{,}45 = 1\,176{,}6 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{бп} = 36 \cdot 10 \cdot 92 + 15 \cdot 5 \cdot 85{,}3 + 6 \cdot 77 \cdot 48{,}5 + 7{,}45 \cdot 94{,}5 + 20 \cdot 10 \cdot 5 + 7 \cdot 5 \cdot 11{,}7 + 37{,}2 \cdot 6{,}1 = 64\,240 \text{ см}^3.$$

Расстояние центра тяжести приведенного сечения от нижней грани

$$y = \frac{S_{бп}}{F_{бп}} = \frac{64\,240}{1\,176{,}6} = 54{,}6 \text{ см}; \quad h - y = 97 - 54{,}6 = 42{,}4 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_{бп} = \frac{36 \cdot 10^3}{12} + 36 \cdot 10 \cdot 37{,}4^2 + \frac{6 \cdot 77^3}{12} + 6 \cdot 77 \cdot 6{,}1^2 + \frac{15 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 15 \cdot 5 \cdot 30{,}8^2 + \frac{7 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 7 \cdot 5 \cdot 42{,}9^2 + \frac{20 \cdot 10^3}{12} + 10 \cdot 20 \cdot 29{,}6^2 + 7{,}45 \cdot 39{,}9^2 + 37{,}2 \cdot 48{,}5^2 = 1\,480\,700 \text{ см}^4.$$

Определяем расстояние центра тяжести всей продольной арматуры от нижней грани сечения

$$\frac{1{,}57\,(97-2{,}5)+7{,}84\cdot 6{,}1}{1{,}57+7{,}84}=20{,}8\ см.$$

Расстояние центра тяжести всей продольной арматуры от центра тяжести приведенного сечения равно

$$e_0=y-20{,}8=54{,}6-20{,}8=33{,}8\ см.$$

Определяем величину предварительного напряжения в бетоне $\sigma_б$ на уровне центра тяжести всей продольной арматуры при $y=e_0$ по формуле (7)

$$\sigma_б=\frac{N_0}{F_{бп}}\pm\frac{N_0e_0^2}{J_{бп}},$$

где N_0 — усилие в арматуре с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона, определяемое по формуле (3):

$$N_0=(F_н+F'_н)\,\sigma_0=(1{,}57+7{,}84)\cdot(11\,250-1\,260)=9{,}41\cdot 9\,990=94\,000\ кг;$$

$$\sigma_б=\frac{94\,000}{1\,176{,}6}+\frac{94\,000\cdot 33{,}8^2}{1\,480\,700}=152\ кг/см^2.$$

Вторые потери происходящие после обжатия бетона.

Потери предварительного напряжения вследствие ползучести бетона определяем согласно указаниям п. 2 табл. 8 по формуле

$$\frac{kE_aR}{E_б^нR'}\left[\sigma_б+3R'\left(\frac{\sigma_б}{R'}-0{,}5\right)\right];$$

$$R'=0{,}7\ R=280;\ k=1;$$

$$\frac{4{,}75}{0{,}7}\left[152+3\cdot 280\left(\frac{152}{280}-0{,}5\right)\right]=1\,275\ кг/см^2.$$

Потери от усадки бетона согласно п. 1 табл. 8 равны 400 $кг/см^2$.

Суммарные потери от усадки и ползучести бетона равны $400+1\,275=1\,675\ кг/см^2$.

Расчет прочности.

Определяем напряжение $\sigma'_с$, с которым должно быть введено в расчет сечение предварительно напряженной арматуры, расположенной в сжатой зоне, согласно указаниям п. 43:

$$\sigma'_с=3\,600-\sigma_0=3\,600-(11\,250-1\,260-1675)=-4\,715\ кг/см^2$$

(величина σ_0 принимается после проявления всех потерь).

Вычисляем высоту сжатой зоны x при ширине сечения $b_п$ и $R_{иу}=210\ кг/см^2$ (для бетона марки 400 по строке Б табл. 4) из условия (5) приложения 1:

$$F_бR_{ну}=F_нR_{ну}-F'_н\,\sigma'_с,$$

откуда

$$x=\frac{F_нR_{ну}-F'_н\,\sigma'_с}{b_пR_{иу}}=\frac{7{,}84\cdot 8\,400+1{,}57\cdot 4\,715}{36\cdot 210}=9{,}7\ см;$$

Так как $x = 9{,}7\ см < h_п = 10\ см$, нейтральная ось проходит в полке и сечение можно рассчитывать, как прямоугольное шириной $b_п = 36\ см$.

Величину расчетного момента, воспринимаемого сечением балки, определяем по формуле (8) приложения 1

$$M = m\left[b_п x\left(h_о - \frac{x}{2}\right)R_{иу} + F'_н\,\sigma'_с(h_о - a'_н)\right] =$$

$$= 36 \cdot 9{,}7\,(90{,}9 - 4{,}85)\,210 - 1{,}57 \cdot 4\,715\,(90{,}9 - 2{,}5) = 5\,650\,000\ кгсм = 56{,}5\ тм.$$

Расчетные нагрузки в *кг* на 1 *пог. м* балки:

а) от собственного веса настила, кровли и собственного веса балки при коэффициенте перегрузки 1,1:	$(1\,140 + 280)\,1{,}1 = 1\,562$ *кг/пог. м*;
б) от веса утеплителя при коэффициенте перегрузки 1,2	$480 \cdot 1{,}2 = 576$ " "
в) от снега при коэффициенте перегрузки 1,4	$600 \cdot 1{,}4 = 840$ " "
Всего	2 980 *кг/пог. м*

$$M = \frac{gl^2}{8} = \frac{2\,980 \cdot 11{,}6^2}{8} = 50{,}2\ тм < 56{,}5\ тм,$$

т. е. прочность балки достаточна.

Определяем требуемую площадь сечения поперечной арматуры (хомутов) при

$$Q = \frac{gl}{2} = \frac{2\,980 \cdot 11{,}6}{2} = 17\,300\ кг.$$

Усилие, которое должно быть воспринято хомутами, определяем из формулы (31) НиТУ 123-55:

$$q_х = \frac{Q^2}{0{,}6bh_о^2 R_{иу}} = \frac{17{,}3^2}{0{,}6 \cdot 0{,}06 \cdot 0{,}909^2 \cdot 2\,100} = 4{,}8\ т/м = 48\ кг/см.$$

Принимаем одноветвевые хомуты $\varnothing$ 10 *мм* из стали периодического профиля марки Ст. 5 ($R_{ау} = 1\,900\ кг/см^2$).

Требуемое расстояние между хомутами определяем из формулы (33) НиТУ 123-55:

$$a = \frac{R_{ау} f_х n}{q_х} = \frac{1\,900 \cdot 0{,}785 \cdot 1}{48} = 31\ см.$$

Принимаем расстояние $a = 30\ см$.

Проверяем условие $a \leqslant u$ по формуле (38) НиТУ 123-55

$$u = m\,\frac{0{,}1R_{иу}bh_о^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 210 \cdot 6 \cdot 90{,}9^2}{17\,300} = 60\ см > 30\ см.$$

2. Расчет трещиностойкости в стадии эксплуатации

Определяем момент сопротивления приведенного сечения

$$W_о = \frac{J_{бп}}{y} = \frac{1\,480\,700}{54{,}6} = 27\,100\ см^3.$$

Определяем расстояние верхней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения

$$r_{яв}=\frac{W_0}{F_{бп}}=\frac{27\,100}{1\,176{,}6}=23\ см.$$

Определяем положение нулевой линии по формуле (3) приложения 2

$$h-x=\frac{S_и}{F_и+\frac{F_{уш}}{2}}.$$

Предварительно определяем значение $S_и$ — статического момента относительно подошвы сечения элемента фигуры, образованной сжатой зоной и прямоугольником в растянутой зоне, равным по высоте $h-x$ и ширине $b=6$ *см*.

При определении $S_и$, $F_и$ и $F_{уш}$ учитываем также арматуру $F_н$ и $F'_н$ с коэффициентом приведения $n=4{,}75$.

Для определения $S_и$ можно воспользоваться ранее вычисленным значением $S_{бп}$ за вычетом статического момента относительно подошвы сечение элемента площади уширений с учетом приведенной площади арматуры $F_н$

$$S_и=S_{бп}-S_{уш}=64\,240-(14\cdot10\cdot5+5\cdot7\cdot11{,}7+37{,}2\cdot6{,}1)=62\,900\ см^3;$$

$$F_и=F_{бп}-F_{уш}=1\,176{,}6-(14\cdot10+7\cdot5+37{,}2)=1176{,}6-212{,}2=$$
$$=964{,}4\ см^2;$$

$$h-x=\frac{S_и}{F_и+\frac{F_{уш}}{2}}=\frac{62\,900}{964{,}4+106{,}1}=58{,}8\ см;$$

$$x=97-58{,}8=38{,}2\ см.$$

По формуле (16) п. 54 определяем величину момента сопротивления приведенного сечения $W_б$ с учетом пластических свойств бетона растянутой зоны:

$$W_б=\frac{2J_c}{h-x}+S_р.$$

Предварительно вычисляем значения:

J_c — момента инерции сжатой части приведенного сечения относительно нулевой линии;

$S_р$ — статического момента растянутой части приведенного сечения относительно нулевой линии.

$$J_c=\frac{36\cdot10^3}{12}+36\cdot10\cdot33{,}5^2+\frac{15\cdot5^3}{36}\cdot2+5\cdot15\cdot26{,}5^2+\frac{6\cdot28{,}2^3}{12}+$$
$$+6\cdot28{,}2\cdot14{,}1^2+7{,}45\cdot29{,}7^2=3\,000+403\,000+104+52\,600+$$
$$+11\,250+33\,600+6\,560=510\,114\ см^4;$$

$$S_р=20\cdot10\cdot53{,}8+7\cdot5\cdot47{,}1+6\cdot48{,}8\cdot24{,}4+37{,}2\cdot52{,}7=10\,800+$$
$$+1\,645+7\,140+1\,960=21\,545\ см^3;$$

$$W_б=\frac{510\,114\cdot2}{58{,}8}+21\,545=17\,340+21\,545=38\,885\ см^3.$$

Так как $\sigma_0=\sigma'_0$, то положение равнодействующей усилий во всей

напрягаемой верхней и нижней арматуре соответствует положению центра тяжести сечения всей продольной арматуры.

В соответствии с ранее найденным, расстояние равнодействующей усилий во всей напрягаемой арматуре от центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = 33{,}8 \text{ см}.$$

Определяем величину $M^{я}_{об}$ — момента обжатия сечения относительно ядровой точки в соответствие с п. 53, д-2 по формуле

$$M^{я}_{об} = N_0 (r_{яв} + e_0),$$

где

$$N_0 = (F_н + F'_н) m_т \sigma_0 = (7{,}84 + 1{,}57)\, 0{,}9\, (11\,250 - 1\,260 - 1\,675) = 70\,400 \text{ кг}$$

(напряжение σ_0 принимаем после проявления всех потерь при $m_т = 0{,}9$).

$$M^{я}_{об} = 70\,400\,(23 + 33{,}8) = 40 \text{ тм},$$

$M^{я}_{в}$ — момент внешних сил относительно ядровой точки равен моменту от нормативных нагрузок

$$M^{я}_{в} = M^{н} = \frac{g^{н} l^2}{8} = \frac{2\,500 \cdot 11{,}6^2}{8} = 42 \text{ тм}.$$

Проверяем условие (13) п. 53

$$M^{я}_{в} \leqslant M^{я}_{об} + R_{ру} W_б.$$

Для бетона марки 400 по табл. 4 $R_{ру} = 18 \text{ кг/см}^2$;

$$R_{ру} W_б = 18 \cdot 38\,885 = 7 \text{ тм};$$
$$M^{я}_{в} = 42 \text{ тм} < 40 + 7 = 47 \text{ тм},$$

т. е. трещиностойкость достаточна.

Можно для определения величины $W_б$ воспользоваться приведенными в табл. 11 значениями величин $\gamma = \frac{W_б}{W_0}$, не определяя положения нулевой линии и не вычисляя $W_б$ по формуле (16).

При $\frac{b_п}{b} = \frac{36}{6} = 6$ и $\frac{b_у}{b} = \frac{20}{6} = 3{,}3$ в п. 6а табл. 11

$$\gamma = \frac{W_б}{W_0} = 1{,}5,$$

откуда $W_б = 1{,}5 \cdot 27\,100 = 40\,650 \text{ см}^3$ и $R_{ру} W_б = 18 \cdot 40\,650 = 7{,}3 \text{ тм}$.
Точность подсчета момента с использованием табл. 11 в данном случае в пределах до $\frac{7{,}3 - 7}{7}\, 100 = 4\%$.

Определяем главные напряжения, вызывающие образование наклонных трещин.

Так как балка армируется поперечной арматурой (хомутами) из горячекатаной стали, расчет трещиностойкости наклонных сечений в соответствии с указаниями п. 24а можно было бы не производить; поскольку в качестве продольной напрягаемой арматуры применена холоднотянутая проволока без анкеров, то в соответствии с примечанием к п. 24 и п. 39

необходимо проверить трещиностойкость наклонных сечений на концевом участке балки.

Скалывающие и главные напряжения определяем у грани опоры (т. е. на расстоянии 30 *см* от торца балки).

По высоте сечения скалывающие и главные напряжения определяем:

а) на уровне центра тяжести приведенного сечения;

б) в сечении на уровне примыкания полки к ребру.

Скалывающие напряжения в бетоне в момент образования трещин определяем по формуле (17) п. 57

$$\tau = \frac{Q_т S_{бп}}{J_{бп} b}.$$

У грани опоры (0,3 *м* от торца балки и 0,1 *м* от оси опоры)

$$Q_т = Q^н = \frac{2\,500 \cdot 11{,}6}{2} - 2\,500 \cdot 0{,}1 = 14\,250 \text{ кг}.$$

Вычисляем значение $S_{бп}$ для определения величины τ в приведенном сечении на уровне его центра тяжести

$$S_{бп} = 36 \cdot 10 \cdot 37{,}4 + 15 \cdot 5 \cdot 30{,}7 + 6 \cdot 32{,}4 \cdot 16{,}2 + 7{,}45 \cdot 39{,}9 = 19\,200 \text{ см}^3.$$

Вычисляем значение $S_{бп}$ для определения величины τ в приведенном сечении на уровне примыкания полки к ребру

$$S_{бп} = 36 \cdot 10 \cdot 37{,}4 + 15 \cdot 5 \cdot 30{,}7 + 6 \cdot 5 \cdot 29{,}9 + 7{,}45 \cdot 39{,}9 = 16\,950 \text{ см}^3.$$

Величина τ на уровне центра тяжести приведенного сечения составит

$$\tau = \frac{14\,250 \cdot 19\,200}{1\,480\,700 \cdot 6} = 30{,}6 \text{ кг/см}^2,$$

а на уровне примыкания полки к ребру

$$\tau = \frac{14\,250 \cdot 16\,950}{1\,480\,700 \cdot 6} = 27 \text{ кг/см}^2.$$

Главные напряжения определяем по формуле (21) п. 57 при $\sigma_y = 0$, так как поперечное обжатие не производится

$$\sigma_{гл} = \left| \begin{matrix} \sigma_{гс} \\ \sigma_{гр} \end{matrix} \right. = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2},$$

где $\sigma_x = \sigma_б \pm \frac{My}{J_{бп}}$.

Так как в сечении у грани опоры $M \approx 0$, то

$$\sigma_x = \sigma_б.$$

Величину $\sigma_б$ — установившегося предварительного напряжения в бетоне определяем по формуле (7) п. 38 при учете всех потерь

$$\sigma_б = \frac{N_o}{F_{бп}} \pm \frac{N_o e_o}{J_{бп}} y.$$

В соответствии с ранее вычисленным (при расчете трещиностойкости в стадии эксплуатации):

$$N_o = (F_н + F'_н)\, m_т \sigma_o = 70\,400 \text{ кг};$$

$$e_o = 33{,}8 \text{ см}; \quad F_{бп} = 1\,176{,}6 \text{ см}^2; \quad J_{бп} = 1\,480\,700 \text{ см}^4.$$

Согласно указаниям п. 39, величина установившихся напряжений в бетоне в зоне анкеровки проволоки периодического профиля без анкеров должна приниматься линейно возрастающей от нуля у торца элемента до величины, определяемой по формуле (7) п. 38 на расстоянии l от торца элемента. Согласно табл. 9. для холоднотянутой проволоки периодического профиля при σ_0 более 6 000 *кг/см²* и кубиковой прочности бетона в момент обжатия $0{,}7 \cdot 400 = 280$ *кг/см²*;

$$l = 88d = 44 \text{ см}.$$

Определяем главные растягивающие напряжения у грани опоры на уровне центра тяжести приведенного сечения ($y = 0$).

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения определяем по формуле (7)

$$\sigma_б = \frac{30}{44} \cdot \frac{70\,400}{1\,176{,}6} = 41{,}2 \text{ кг/см}^2;$$

по формуле (21)

$$\sigma_{гр} = 20{,}6 - \sqrt{20{,}6^2 + 30{,}6^2} = -16{,}1 \text{ кг/см}^2;$$

$$16{,}1 \text{ кг/см}^2 < 1{,}5\, R_{ру} = 27 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. условие (24) удовлетворено.

Определяем главные растягивающие напряжения у грани опоры на уровне примыкания полки к ребру ($y = 27{,}4$ *см*); напряжение в бетоне на уровне примыкания полки к ребру определяем по формуле (7)

$$\sigma_б = \frac{30}{44}\left(\frac{70\,400}{1\,176{,}6} - \frac{70\,400 \cdot 33{,}8}{1\,480\,700} \cdot 27{,}4\right) = 11 \text{ кг/см}^2;$$

по формуле (21):

$$\sigma_{гр} = 5{,}5 - \sqrt{(5{,}5)^2 + 27^2} = -22{,}9 \text{ кг/см}^2 < 27 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем главные сжимающие напряжения на уровне центра тяжести сечения

$$\sigma_{гс} = 20{,}6 + \sqrt{20{,}6^2 + 30{,}6^2} = 57{,}3 \text{ кг/см}^2;$$

$$57{,}3 \text{ кг/см}^2 < 0{,}8\, R_{цру} = 0{,}8 \cdot 170 = 136 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. условие (26) удовлетворено.

3. Расчет прочности балки на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже

Расчет в соответствии с заданными условиями производим в предположении работы балки на собственный вес, как консоли с вылетом $l_к = 3$ *м* при прочности бетона $R' = 0{,}7R = 280$ *кг/см²*.

Расчетную нагрузку на 1 *пог. м* от собственного веса балки определяем с учетом коэффициента перегрузки 1,1 и коэффициента динамичности 1,5 (в соответствии с требованиями п. 43 НиТУ 123-55)

$$p = 280 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}5 = 465 \text{ кг/пог. м};$$

$$M = \frac{465 \cdot 3^2}{2} = 2{,}1 \text{ тм}.$$

Определяем величину A_0 по формуле (72) приложения 1

$$A_0 = \frac{F_н(\sigma_0 - \sigma_п)(h'_0 - a_н) + M}{bh'^2_0 R'_{иу}},$$

где $\sigma_п$ — величина, определяемая в соответствии с указаниями п. 45 и равная при натяжении арматуры на упоры 3 000 *кг/см²*.

Для бетона прочностью $R' = 280$ *кг/см²* по интерполяции

$$R'_{иу} = 120 + \frac{70}{100} 80 = 176 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_0 = 11\,250 - 1\,260 = 9\,990 \text{ кг/см}^2;$$

при вычислении величины σ_0 учитываются все потери, проявившиеся до обжатия бетона (первые потери)

$$\sigma_0 - \sigma_п = 9\,990 - 3\,000 = 6\,990 \text{ кг/см}^2;$$

$$A_0 = \frac{7{,}84 \cdot 6\,990\,(94{,}5 - 6{,}1) + 210\,000}{6 \cdot 94{,}5^2 \cdot 176} = 0{,}53.$$

Определяем значение $A_{0\,макс}$ для таврового сечения, принимая:

$$h_п = \frac{10 + 15}{2} = 12{,}5 \text{ см}.$$

$$\text{При } \frac{h_п}{h_0} = \frac{12{,}5}{94{,}5} = 0{,}132 \text{ и } \frac{b_п}{b} = \frac{20}{6} = 3{,}33$$

находим по графику 1 приложения 1 значение $A_{0\,макс} = 0{,}62$.

Так как $A_0 = 0{,}53 < A_{0\,макс} = 0{,}62$,

т. е. удовлетворено условие (75) приложения 1, то прочность сжатой зоны достаточна.

Для определения достаточно ли сечение арматуры $F'_н$ по графику 2 приложения 1 определяем $A_{осв} = 0{,}22$ и $\alpha_{св} = 0{,}23$.

По величине $A_{0I} = A_0 - A_{осв} = 0{,}53 - 0{,}22 = 0{,}31$ как для прямоугольного сечения в табл. 1 находим значение $\alpha_I = 0{,}38$.

Проверяем условие (79) приложения 1

$$F'_н \geqslant \frac{R_{иу}\,(\alpha_I + \alpha_{св})\,bh'_0 - F_н\,(\sigma_0 - \sigma_п)}{R'_{ну}};$$

$$1{,}57 \text{ см}^2 > \frac{176\,(0{,}38 + 0{,}23)\,6 \cdot 94{,}5 - 7{,}84 \cdot 6\,990}{8\,400} = 0{,}72 \text{ см}^2.$$

Так как условие (79) удовлетворено, то площадь сечения арматуры $F'_н$ достаточна.

4. Расчет трещиностойкости балки при ее работе на усилия, возникающее при изготовлении, транспортировании и монтаже при вылете консоли 3 *м* и при прочности бетона $R' = 280$ *кг/см²*

Изгибающий момент от нормативной нагрузки (собственного веса балки) при коэффициенте динамичности 1,5 определяем, используя ранее выполненный подсчет:

$$M^н = \frac{2{,}1}{1{,}1} = 1{,}91 \text{ тм}.$$

Определяем следующие геометрические характеристики приведенного сечения [1].

1. Момент сопротивления $W'_{\text{о}}$.

2. Расстояние нижней ядровой точки $r_{\text{ян}}$ от центра тяжести приведенного сечения.

Момент инерции приведенного сечения был определен ранее, а расстояние центра тяжести приведенного сечения от верхней грани сечения $y' = h - y = 42{,}4$ *см*.

Момент сопротивления

$$W'_{\text{о}} = \frac{J_{\text{бп}}}{y'} = \frac{1\,480\,700}{42{,}4} = 34\,900 \text{ см}^3.$$

Расстояние нижней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения

$$r_{\text{ян}} = \frac{W'_{\text{о}}}{F_{\text{бп}}} = \frac{34\,900}{1\,176{,}6} = 29{,}65 \text{ см}.$$

Определяем положение нулевой линии

$$S_{\text{и}} = 14 \cdot 10 \cdot 92 + 7 \cdot 5 \cdot 85{,}3 + 6{,}97 \cdot 48{,}5 + 37{,}2 \cdot 90{,}9 = 47\,440 \text{ см}^3;$$

$$F_{\text{и}} = F_{\text{бп}} - F_{\text{уш}} = 1\,176{,}6 - 382{,}5 = 794{,}1 \text{ см}^2,$$

где

$$F_{\text{уш}} = 30 \cdot 10 + 15 \cdot 5 + 7{,}45 = 382{,}5 \text{ см}^2;$$

$$h - x = \frac{S_{\text{и}}}{F_{\text{и}} - \frac{F_{\text{уш}}}{2}} = \frac{47\,440}{794{,}1 + 191{,}2} = 48{,}2 \text{ см};$$

$$x = 97 - 48{,}2 = 48{,}8 \text{ см}.$$

Определяем величину момента сопротивления приведенного сечения $W'_{\text{б}}$ с учетом пластических свойств бетона растянутой зоны по формуле (16)

$$W'_{\text{б}} = \frac{2J_{\text{с}}}{h - x} + S_{\text{р}}.$$

Вычисляем значения

$$J_{\text{с}} = \frac{14 \cdot 10^3}{12} + 14 \cdot 10 \cdot 43{,}3^2 + 7 \cdot 5 \cdot 37{,}1^2 + \frac{6 \cdot 48{,}8^3}{12} +$$

$$+ 6 \cdot 48{,}8 \cdot 24{,}4^2 + 37{,}2 \cdot 42{,}2^2 = 616\,870 \text{ см}^4;$$

$$S_{\text{р}} = 30 \cdot 10 \cdot 43{,}2 + 15 \cdot 5 \cdot 36{,}5 + 6 \cdot 48{,}2 \cdot 24{,}1 + 7{,}45 \cdot 45{,}7 = 22\,990 \text{ см}^3;$$

$$W'_{\text{б}} = \frac{2J_{\text{с}}}{h - x} + S_{\text{р}} = \frac{2 \cdot 616\,870}{48{,}2} + 22\,900 = 48\,590 \text{ см}^3.$$

---

[1] Геометрические характеристики приведенного сечения принимаем при $E^{\text{н}}_{\text{б}} = 380\,000$ *кг/см*^{2}. При более точном расчете следовало бы принимать $E^{\text{н}}_{\text{б}} = 330\,000$ *кг/см*^{2} (в соответствии с $R' = 280$ *кг/см*^{2}). Однако, учитывая малое влияние изменения модуля упругости на величину геометрических характеристик сечения, последние в целях использования ранее вычисленных значений приняты при $E^{\text{н}}_{\text{б}}$, соответствующем марке бетона 400.

Величину эксцентрицитета e_0 можно не определять, так как положение равнодействующей усилий во всей натягиваемой верхней и нижней арматуре не изменяется по сравнению с ранее приведенным расчетом трещиностойкости в стадии эксплуатации.

Проверяем трещиностойкость балки при ее работе на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже,

$$M^{я}_{об} = N_0 (e_0 - r_{ян}),$$

где N_0 — усилие в арматуре с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона $N_0 = (F_н + F'_н)\,\sigma_0 = 94\,000$ *кг* (эта величина была определена ранее при вычислении потерь от ползучести бетона)

$M^{я}_{об} = 94\,000\,(33{,}8 - 29{,}65) = 390\,000$ *кгсм* $= 3{,}9$ *тм*;

$M^{я}_{в}$ — момент внешних сил относительно ядровой точки равен моменту от нормативных нагрузок

$$M^{я}_{в} = M^{н} = 1{,}91 \text{ тм};$$

$R_{ру} W'_б = 14 \cdot 48\,590 = 6{,}8$ *т* ($R_{ру} = 14$ *кг/см*^{2} соответствует в табл. 4 прочности бетона $R' = 280$ *кг/см*^{2}).

Проверяем условие (13) п. 53

$$M^{я}_{в} \leqslant R_{ру} W'_б - M^{я}_{об};$$
$$1{,}91 \text{ тм} < 6{,}8 - 3{,}9 = 2{,}9 \text{ тм},$$

т. е. условие (13) соблюдено.

Как и при расчете трещиностойкости в стадии эксплуатации положение нулевой линии можно было не вычислять по формуле (16), а воспользоваться табл 11.

$$\text{При } \frac{b_п}{b} = \frac{20}{6} = 3{,}3; \quad \frac{b_у}{b} = \frac{36}{6} = 6; \quad \frac{h_у}{h} = 0{,}13$$

находим по табл. 11 п. 6в значение γ

$$\gamma = \frac{W_б}{W_0} = 1{,}25;$$

откуда $W'_б = 1{,}25 \cdot 34\,900 = 43\,625$ *см*^{3}

и $R_{ру} W'_б = 14 \cdot 43\,625 = 6{,}1$ *тм*.

$R_{ру} W'_б - M^{я}_{об} = 6{,}1 - 3{,}9 = 2{,}1$ *тм*;

$M^{я}_{в} = 1{,}9$ *тм* $< 2{,}1$ *тм*.

5. Определение прогиба балки

Жесткость балки при кратковременном действии нагрузки определяем по формуле (31) п. 59 и 61

$$B_{окр} = 0{,}85\, E^{н}_{б} J_{бп} = 0{,}85 \cdot 380\,000 \cdot 1\,480\,700 = 4{,}78 \cdot 10^{11} \text{ кгсм}^2.$$

Жесткость балки при длительном воздействии нагрузки определяем по формуле (74) НиТУ 123-55 с учетом указаний п. 62 настоящей инструк-

ции, т. е. при $0{,}5\Theta = 0{,}5 \cdot 2 = 1{,}0$ и, следовательно,

$$B_0 = B_{\text{окр}} = 4{,}78 \cdot 10^{11}\ кгсм^2.$$

Прогиб

$$f_1 = \frac{5q^{\text{н}}l^3}{384\,B_0} = \frac{5 \cdot 2\,500 \cdot 11{,}6 \cdot 1\,160^3}{384 \cdot 4{,}78 \cdot 10^{11}} = 1{,}23\ см;$$

$$\frac{f_1}{l} = \frac{1{,}23}{1\,160} = \frac{1}{942} < \frac{1}{300}.$$

Находим прогиб при учете выгиба элемента от обжатия предварительно напряженной арматурой. Выгиб определяем по формуле, соответствующей определению прогиба в свободнолежащей балке при действии постоянного момента

$$f_{\text{в}} = \frac{Ml^2}{8B_0},$$

где

$$M = N_0 e_0;$$

$$f_{\text{в}} = \frac{N_0 e_0 l^2}{8B_0} = \frac{70\,400 \cdot 33{,}8 \cdot 1\,160^2}{8 \cdot 4{,}78 \cdot 10^{11}} = 0{,}84\ см.$$

Прогиб балки за вычетом выгиба

$$f = 1{,}23 - 0{,}84 = 0{,}39\ см;$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}39}{1\,160} = \frac{1}{3\,000}.$$

ПРИМЕР 3

Дано. Для условий, заданных в примере 2, требуется определить трещиностойкость балки в стадии эксплуатации по формулам, приведенным в приложении 3.

Расчет. Согласно приложению 3 расчет трещиностойкости допускается производить по формуле (1)

$$M_{\text{т}} \leqslant Abh^2R_{\text{ру}} + N_{\text{н}}Dh - S_{\text{н}}.$$

Для нахождения коэффициентов A и D по табл. 1 приложения 3 определяем предварительно значения величин по формулам (5) и (6) этого приложения

$$\phi_{\text{с}} = \frac{F_{\text{св}} + nF'_{\text{н}}}{bh} = \frac{30 \cdot 10 + \frac{30 \cdot 5}{2} + 1{,}75 \cdot 4{,}75}{6 \cdot 97} = \frac{375 + 7{,}45}{582} = 0{,}65;$$

$$\gamma = \frac{h_{\text{п}}}{h} = \frac{12}{97} = 0{,}125.$$

В табл. 1 приложения 3 вычисленным значениям $\phi_{\text{с}}$ и γ соответствует

$$A = 0{,}396, \qquad D = 0{,}827.$$

Используя ранее вычисленные в примере 2 величины напряжений $\sigma_0 = \sigma'_0$ после проявления всех потерь, при $m_{\text{т}} = 0{,}9$, получим

$$\sigma_0 = \sigma'_0 = 0{,}9\,(11\,250 - 1\,260 - 1\,675) = 7\,484\ кг/см^2.$$

Величины $N_и$ и $S_и$ определяем по формулам (2) и (3) приложения 3

$$N_и = F_{уш}R_{ру} + F_н(\sigma_о + 300) + F'_н\sigma'_о = (14 \cdot 10 + 7 \cdot 5)\ 18 + $$
$$+ 7{,}84\,(7\,484 + 300) + 1{,}57 \cdot 7\,484 = 3\,150 + 61\,500 + 11\,750 = 76\,400\ кг;$$
$$S_и = F_{уш}R_{ру}a_у + F_н(\sigma_о + 300)\,a_н + F'_н\,\sigma'_о(h - a'_н) =$$
$$= 3\,150 \cdot 6{,}3 + 61\,500 \cdot 6{,}1 + 11\,750 \cdot 94{,}5 = 1\,504\,000\ кгсм;$$

по формуле (1)

$$M_т = 0{,}396 \cdot 6 \cdot 97^2 \cdot 18 + 76\,400 \cdot 0{,}827 \cdot 97 \cdot 1\,504\,000 = 50\ тм;$$
$$M^н = 42\ тм < 50\ тм,$$

т. е. трещиностойкость обеспечена.

ПРИМЕР 4

Дано. В крупнопанельной плите для покрытий размером 1,5·6 *м* из бетона марки 300, приготовляемого по группе Б табл. 4, продольным ребром (рис. 5) должны быть восприняты следующие усилия:

момент от расчетных нагрузок $M = 2$ *тм*;

момент от нормативных нагрузок $M^н = 1{,}67$ *тм*;

поперечная сила от расчетных нагрузок $Q = 1{,}36$ *т*.

В качестве рабочей арматуры в каждом ребре плиты предусматривается стержень периодического профиля ∅ 14 *мм* из стали марки 30ХГ2С.

Натяжение арматуры производится на упоры при достижении бетоном прочности $R' = 0{,}7R = 210\ кг/см^2$.

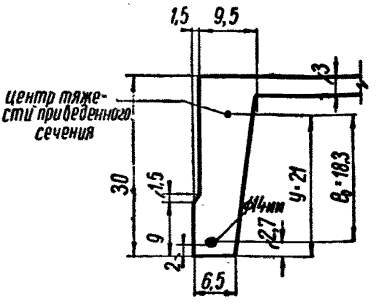


Рис. 5

Требуется. 1. Проверить, достаточна ли прочность плиты в стадии эксплуатации при коэффициенте условий работы $m = 1$.

2. Определить прогиб плиты.

3. Проверить, достаточна ли прочность плиты при работе на усилия, возникающие при ее изготовлении.

1. Расчет по прочности

Для арматуры периодического профиля из стали марки 30ХГ2С (по табл. 3а и 7а):

нормативное сопротивление арматуры $R^н_н = 6\,000\ кг/см^2$;

условное расчетное сопротивление $R_{ну} = 5\,100$ „ .

Определяем высоту сжатой зоны бетона в предложении, что $x < h_п$, где $h_п$ — толщина полки, равная 3 *см*;

ширина плиты $b_п$, приходящаяся на одно ребро, составляет

$$b_п = \frac{146}{2} = 73\ см;$$

из условия (5) приложения 1

$$F_{н}R_{ну} = b_{п}xR_{иу} \text{ находим } x = \frac{F_{н}R_{ну}}{b_{п}R_{иу}} = \frac{1{,}54 \cdot 5\,100}{73 \cdot 160} = 0{,}67 \text{ см}.$$

Так как $x = 0{,}67$ *см*, то нейтральная ось проходит в полке и сечение следует рассчитывать по формуле (8) приложения 1 как прямоугольное шириной $b_{п} = 73$ *см*.

$$M = b_{п}x\left(h_{0} - \frac{x}{2}\right)R_{иу} = 73 \cdot 0{,}67\,(27{,}3 - 0{,}33)\,160 =$$
$$= 211\,000 \text{ кгсм} > M = 200\,000 \text{ кгсм}.$$

Определяем величину $mbh_{0}R_{ру}$

$$mbh_{0}R_{ру} = 6{,}5 \cdot 27{,}3 \cdot 9{,}5 = 1\,680 \text{ кг}.$$

Так как $Q = 1\,360$ *кг* $< 1\,680$ *кг*, то по условию (36) НиТУ 123-55 поперечная арматура по расчету не требуется.

2. Определение прогиба плиты

Для определения прогиба необходимо вычислить напряжение в бетоне с учетом потерь предварительного напряжения.

Потери предварительного напряжения арматуры, происходящие до обжатия бетона, принимаем равными нулю (потери от релаксации напряжений в горячекатаной арматуре равны нулю, см. п. 3а табл. 8).

Потери от усадки бетона при натяжении арматуры на упоры в соответствии с данными п. 1 табл. 8 принимаем равными 400 *кг/см*^{2}.

Для определения потерь от ползучести бетона согласно п. 2 табл. 8 определяем предварительно геометрические характеристики приведенного сечения

$$n = \frac{E_{а}}{E_{б}^{н}} = \frac{2\,000\,000}{340\,000} = 5{,}9;$$

$$nF_{н} = 5{,}9 \cdot 1{,}54 = 9{,}1 \text{ см}^2.$$

$$F_{бп} = 73 \cdot 3 + 5 \cdot 27 + 4{,}5 \cdot 27 \cdot 0{,}5 + 9{,}75 \cdot 1{,}5 + 9{,}1 = 438 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани ребра

$$S_{бп} = 73 \cdot 3 \cdot 28{,}5 + 5 \cdot 27 \cdot 13{,}5 + 4{,}5 \cdot \frac{27}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 27 + 9 \cdot 5 \cdot 1{,}5 \cdot 4{,}75 +$$
$$+ 9{,}1 \cdot 2{,}7 = 9\,230 \text{ см}^3;$$

расстояние ц. т. приведенного сечения от нижней грани

$$y_{ц.т} = \frac{S_{бп}}{F_{бп}} = \frac{9\,230}{438} = 21 \text{ см}; \quad h - y_{ц.т} = 9 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$J_{бп} = \frac{73 \cdot 3^3}{12} + 73 \cdot 3 \cdot 7{,}5^2 + \frac{4{,}5 \cdot 27^3}{36} + 4{,}5 \cdot 27 \cdot \frac{3^2}{2} + \frac{5 \cdot 27^3}{12} +$$
$$+ 5 \cdot 27 \cdot 7{,}5^2 + \frac{1{,}5 \cdot 9{,}5^3}{12} + 1{,}5 \cdot 9{,}5 \cdot 16{,}5^2 + 9{,}1 \cdot 18{,}3^2 = 38\,355 \text{ см}^4.$$

Величину предварительного напряжения арматуры σ_0 принимаем

$$\sigma_0 = 5\,000\ кг/см^2 \approx 0{,}85R^{н}_{н}.$$

Определяем напряжение в бетоне $\sigma_б$ на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры до проявления потерь от усадки и ползучести бетона:

$$N_0 = F_н\sigma_0 = 1{,}54 \cdot 5\,000 = 7\,700\ кг;$$

$$e_0 = 21 - 2{,}7 = 18{,}3\ см;$$

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0^2}{J_{бп}} = \frac{7\,700}{438} + \frac{7\,700 \cdot 18{,}3^2}{38\,355} = 85\ кг/см^2.$$

Потери от ползучести бетона определяются по формуле п. 2 табл. 8:

$$\frac{kE_a R}{E^{н}_{б} R'}\sigma_б = 0{,}8\,\frac{5{,}9 \cdot 85}{0{,}7} = 570\ кг/см^2,$$

(где $k = 0{,}8$ — для горячекатаной арматуры, см. примечание 2 к табл. 8); так как $\sigma_б = 85\ кг/см^2 < 0{,}5R' = 105\ кг/см^2$, то, согласно примечанию 2 к табл. 8, второе слагаемое в формуле п. 2 табл. 2 не учитывают.

Суммарные потери от усадки и ползучести бетона равны

$$400 + 570 = 970\ кг/см^2;$$

согласно указанию п. 28 принимаем величину потерь 1 000 $кг/см^2$.

В соответствии с указанием пп. 60 и 63 для конструкции 3-й категории трещиностойкости прогиб определяем от нормативной нагрузки как сумму прогибов для двух стадий работы плиты:

а) до погашения предварительного обжатия бетона,

б) после погашения обжатия бетона.

Определяем величину предварительного напряжения $\sigma_б$ в краевом обжатом волокне после проявления всех потерь по формуле (7)

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} \pm \frac{N_0 e_0}{J_{бп}} y.$$

По формуле (3) $N_0 = F_н m_т \sigma_0$; при этом напряжение σ_0 определяем с учетом всех потерь и при коэффициенте точности натяжения $m_т = 0{,}9$

$$N_0 = 1{,}54 \cdot 0{,}9\,(5\,000 - 1\,000) = 5\,540\ кг;$$

$$\sigma_б = \frac{5\,540}{438} + \frac{5\,540 \cdot 18{,}3}{38\,355}\,21 = 67\ кг/см^2.$$

Определяем изгибающий момент M_1 от нагрузки, погашающей в краевом обжатом волокне напряжение $\sigma_б$, по формуле (34)

$$M_1 = \frac{J_{бп}\sigma_б}{y_{ц.т}} = \frac{38\,355 \cdot 67}{21} = 120\,000\ кгсм.$$

Величине изгибающего момента M_1 соответствует нагрузка на 1 *пог. м* ребра плиты, определяемая по формуле:

$$q_1 = \frac{8M}{l^2} = \frac{8 \cdot 1\,200}{5{,}9^2} = 276\ кг/пог.\ м.$$

Величину изгибающего момента M_2 во второй стадии работы плиты (после погашения напряжения σ_6) определяем по формуле (33)

$$M_2 = M^{\text{н}} - M_1 = 1{,}67 - 1{,}20 = 0{,}47 \ тм.$$

Величина изгибающего момента M_2 соответствует нагрузке

$$q_2 = q_1 \frac{M_2}{M_1} = 276 \frac{0{,}47}{1{,}20} = 108 \ кг/пог.\ м.$$

Жесткость B_1 в 1-й стадии определяем по формуле (32)

$$B_1 = B_{\text{кр}} = E_6^{\text{н}} J_{6\text{п}} = 340\,000 \cdot 38\,335 = 13 \cdot 10^9 \ кг/см^2.$$

Прогиб до погашения предварительного обжатия бетона равен

$$f_1 = \frac{5 \cdot 276 \cdot 5{,}9 \cdot 5{,}9^3}{384 \cdot 13 \cdot 10^9} = 0{,}34 \ см.$$

Для определения прогиба во 2-й стадии определяем предварительно величину прироста среднего напряжения растянутой арматуры от изгибающего момента M_2 по формуле (35)

$$\sigma_{м2} = \frac{R_{\text{ну}} M_2}{M} = \frac{5\,100 \cdot 0{,}47}{2} = 1\,200 \ кг/см^2.$$

Определяем по формулам (77) и (78) НиТУ 123-55 величины $x_{\text{ср}}$ и W, для чего предварительно вычисляем значения

$$\alpha = 3 \frac{F_{\text{н}}}{b h_0} n = 3 \frac{1{,}54}{6{,}5 \cdot 27{,}3} 5{,}9 = 0{,}154;$$

$$\gamma' = \frac{(b_{\text{п}} - b) h'_{\text{п}}}{b h_0} = \frac{(73 - 6{,}5)\,3}{6{,}5 \cdot 27{,}3} = 1{,}12;$$

$$A = \frac{\alpha + \gamma'}{2} = \frac{0{,}154 + 1{,}12}{2} = 0{,}637;$$

$$x_{\text{ср}} = (-A + \sqrt{A^2 + \alpha + \alpha' \delta'})\, h_0 =$$

$$= (-0{,}637 + \sqrt{0{,}637^2 + 0{,}154})\, 27{,}3 = 3 \ см;$$

$$W = F_{\text{н}} (h_0 - 0{,}5 x_{\text{ср}}) + \frac{(b_{\text{п}} - b) h_{\text{п}} (x_{\text{ср}} - h'_{\text{п}})}{2n' (h_0 - x_{\text{ср}})} =$$

$$= 1{,}54\,(27{,}3 - 1{,}5) = 39{,}7 \ см^3.$$

Определяем жесткость во 2-й стадии работы элемента по формуле (72) НиТУ 123-55

$$B_{\text{кр}} = \frac{E_a}{\psi} W (h_0 - x_{\text{ср}}).$$

По табл. 4 приложения II НиТУ 123-55 находим величину $\psi = 0{,}44$, соответствующую $\alpha = 0{,}154$ и $\sigma_{м2} = 1\,200 \ кг/см^2$:

$$B_{\text{кр}} = \frac{2\,000\,000}{0{,}44} 39{,}7\,(27{,}3 - 3) = 4{,}38 \cdot 10^9 \ кг/см^2.$$

Жесткость B при длительном действии нагрузки определяем по $B_{\text{кр}}$ с учетом коэффициента θ, принимаемого для таврового сечения с полкой

в сжатой зоне равным 1,5 (см. п. 112 НиТУ 123-55)

$$B=\frac{4{,}38\cdot 10^9}{1{,}5}=2{,}9\cdot 10^9\ кг/см^2.$$

$$\text{Прогиб } f_2=\frac{5q_2l^4}{384B}=\frac{5\cdot 108\cdot 5{,}9^4}{384\cdot 2{,}9\cdot 10^9}=0{,}59\ см.$$

Суммарный прогиб

$$f=f_1+f_2=0{,}34+0{,}59=0{,}93\ см;$$

$$\frac{f}{l}=\frac{0{,}93}{5{,}9}=\frac{1}{635}<\frac{1}{300}.$$

3. Проверка прочности плиты при работе на усилия, возникающие при ее изготовлении при предварительном обжатии бетона

Величину продольного усилия, воспринимаемого ребром при натяжении арматуры, определяем в соответствии с указанием п. 45 о том, что при натяжении арматуры на упоры усилие обжатия уменьшается на 3 000 $кг/см^2$

$$N_0=F_н(\sigma_0-\sigma_п)=1{,}54\,(5\,000-3\,000)=1{,}54\cdot 2\,000=3\,080\ кг.$$

Определяем величину A_0 по формуле (72) приложения 1

$$A_0=\frac{F_н(\sigma_0-\sigma_п)(h_0'-a_н)}{bh_0'^2R'_{ну}};$$

$$h_0'\approx h-1{,}5=28{,}5\ см;\ a_н=2{,}7\ см;$$

при $R'=210\ кг/см^2$ в соответствии с указаниями табл. 4 п. 4Б, находим $R_{ну}=127\ кг/см^2$; тогда

$$A_0=\frac{3\,080\,(28{,}5-2{,}7)}{6{,}5\cdot 28{,}5^2\cdot 127}=0{,}119.$$

$A_0=0{,}119<0{,}4$, следовательно, согласно указаниям п. 24 приложения 1, прочность сжатой зоны бетона при отпуске натяжения арматуры достаточна.

Определяем прочность зоны сечения, работающей при обжатии бетона на растяжение и требуемую в этой зоне площадь сечения арматуры F_a'.

По формуле (73) приложения 1

$$F_a'R'_{ау}=\alpha bh_0'R_{ну}-N_0$$

по значению $A_0=0{,}119$, пользуясь табл. 1 приложения 1, находим $\alpha=0{,}127$;

$$\alpha bh_0'R'_{ну}=0{,}127\cdot 6{,}5\cdot 28{,}5\cdot 127=2\,900\ кг$$

и

$$F_a'R_{ау}=2\,900-3\,080=-180\ кг,$$

т. е. арматура в зоне, работающей при обжатии бетона на растяжение, по расчету не требуется.

ПРИМЕР 5

Дано. Во внецентренно растянутом элементе таврового сечения (рис. 6) длиной 12 *м* из бетона марки 500 от расчетных нагрузок действуют продольная растягивающая сила $N=132$ *т* и изгибающий момент $M=3{,}7$ *тм*; соответствующие усилия от нормативных нагрузок: $N^{н}=110$ *т* и $M^{н}=3{,}2$ *тм*. Элемент армируется пучками из круглой проволоки (по ГОСТ 7348-55) ∅ 5 *мм*. Схема расположения пучков показана на рис. 6.

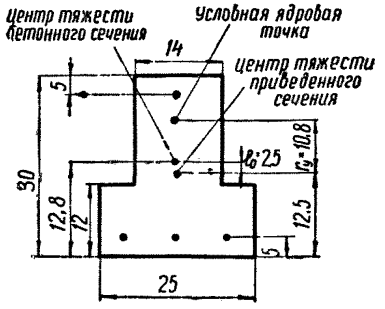


Рис. 6.

Натяжение арматуры производится на бетон при достижении бетоном полной прочности, предусмотренной проектом ($R'=R$).

Требуется. 1. Определить необходимую площадь сечения продольной арматуры при коэффициенте условий работы $m=1$.

2. Проверить трещиностойкость элемента при расчете на усилия от нормативных нагрузок при коэффициенте точности натяжения $m_{т}=0{,}9$.

I. Определение площади сечения продольной арматуры

Для круглой проволоки ∅ 5 *мм* (по ГОСТ 7348-55):

по табл. 3 $R^{н}_{н}=17\,000$ *кг/см²*;

по табл. 7 $R_{ну}=9\,500$ *кг/см²*.

Определяем положение расчетной продольной силы относительно арматур $F_{н}$ и $F'_{н}$.

Положение центра тяжести бетонного сечения

$$F_{б}=14\cdot30+11\cdot12=552\ см^2;\quad S_{б}=14\cdot30\cdot15+11\cdot12\cdot6=7\,092\ см^3;$$

$$y_{ц.т}=\frac{S_{б}}{F_{б}}=\frac{7\,092}{552}=12{,}8\ см;\quad e_{0}=\frac{M}{N}=\frac{370\,000}{132\,000}=2{,}8\ см.$$

Расстояние от продольной силы N до центра тяжести сечения арматуры $F_{н}$

$$e=12{,}8-(2{,}8+5{,}0)=5\ см;$$

расстояние от продольной силы N до центра тяжести сечения арматуры $F'_{н}$

$$e'=30-(10+5)=15\ см.$$

Так как продольная сила N приложена между центрами тяжести сечения арматуры $F_{н}$ и $F'_{н}$, то площадь сечения арматуры определяем в соответствии с формулами (61) и (62) приложения 1

$$S_{н}=\frac{Ne}{mR_{ну}},\ \text{откуда}\ F_{н}=\frac{Ne}{R_{ну}(h_{0}-a')}=\frac{132\,000\cdot15}{9\,500\cdot20}=10{,}4\ см^2;$$

принимаем по *18 проволок в каждом из трех пучков*

$$(F_{н}=3\cdot18\cdot0{,}196=10{,}6\ см^2).$$

$$S'_{н}=\frac{Ne'}{mR_{ну}},\quad \text{откуда}\quad F'_{н}=\frac{Ne'}{R_{ну}(h_{о}-a')}=\frac{132\,000\cdot 5}{9\,500\cdot 20}=3{,}47\ см^2;$$

принимаем 18 проволок

$$(F'_{н}=1\cdot 18\cdot 0{,}196=3{,}53\ см^2).$$

2. Проверка трещиностойкости элемента

Определяем потери предварительного напряжения, происходящие до обжатия бетона.

Потери вследствие податливости анкеров определяем согласно п. 4 табл. 8:

$$(\lambda_2+\lambda_2)\frac{E_а}{l}=0{,}2\,\frac{1\,800\,000}{1\,200}=300\ кг/см^2.$$

Потери вследствие трения пучков о стенки прямолинейных каналов определяем согласно п. 5 табл. 8 и приложению 4

$$\sigma_{о}\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right),$$

причем $\mu\theta=0$; $\sigma_{н}\approx\sigma_{о}$;

$k=0{,}003$ (канал отделан оболочкой из тонкой стальной трубы см. п. I табл. 1 приложения 4);

$$x=l=12\ м.$$

По табл. 2 приложения 4:

$$\sigma_{о}\left(1-\frac{1}{e^{0{,}003\cdot 12}}\right)=0{,}036\sigma_{о}.$$

Величину предварительного напряжения $\sigma_{о}$ принимаем по указаниям п. 29, равной:

$$\sigma_{о}=0{,}65\,R^{н}_{н}=11\,000\ кг/см^2;$$
$$0{,}036\sigma_{о}=0{,}036\cdot 11\,000=400\ кг/см^2.$$

Суммарная величина потерь, происходящих до окончания обжатия бетона, равна (первые потери):

$$300+400=700\ кг/см^2.$$

Определяем потери предварительного напряжения, происходящие после обжатия бетона.

Потери от усадки бетона при натяжении арматуры на бетон согласно п. 1 табл. 6 равны 300 $кг/см^2$.

Потери от ползучести определяем по формуле п. 2 табл. 8

$$\frac{0{,}75\,kE_а\,R}{E^{н}_{б}\,R'}\left[\sigma_{б}+3R'\left(\frac{\sigma_{б}}{R'}-0{,}5\right)\right]$$

($k=1$ согласно примечанию 2 к табл. 8).

Для определения величины $\sigma_{б}$ вычисляем предварительно геометрические характеристики приведенного сечения[1]

$$F_{бп}=F_{б}+n\left(F_{н}+F'_{н}\right);$$

[1] Для большей точности следовало бы учесть ослабление сечения элемента каналами для пучков арматуры.

$$n = \frac{1\,800\,000}{380\,000} = 4{,}75;$$

$$F_{бп} = 552 + 4{,}75\,(3{,}53 + 10{,}6) = 618\ см^2;$$

$$S_{бп} = S_б + 4{,}75 \cdot 3{,}53 \cdot 25 + 4{,}75 \cdot 10{,}6 \cdot 5 = 7\,757\ см^3;$$

$$y_п = \frac{S_{бп}}{F_{бп}} = \frac{7\,757}{618} = 12{,}5\ см;$$

$$J_{бп} = \frac{14 \cdot 30^3}{12} + 14 \cdot 30 \cdot 2{,}5^2 + \frac{11 \cdot 12^3}{12} + 11 \cdot 12 \cdot 6{,}5^2 +$$
$$+ 16{,}6 \cdot 12{,}5^2 + 50 \cdot 7{,}5^2 = 46\,700\ см^4.$$

Определяем положение равнодействующей усилий в предварительно напряженной арматуре $F_н$ и $F'_н$ после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона.

Напряжение в арматуре

$$\sigma_0 = 11\,000 - 700 = 10\,300\ кг/см^2;$$

положение равнодействующей усилий в арматуре соответствует положению центра тяжести всей арматуры ($\sigma_0 = \sigma'_0$).

Расстояние равнодействующей от нижней грани сечения

$$y_н = \frac{3{,}53 \cdot 25 + 10{,}6 \cdot 5}{14{,}13} = 10\ см.$$

Расстояние равнодействующей от центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = 12{,}5 - 10{,}0 = 2{,}5\ см.$$

Определяем напряжение $\sigma_б$ на уровне центра тяжести всей продольной арматуры после проявления потерь, происходящих до окончания обжатия бетона в соответствии с указанием п. 36б

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0^2}{J_{бп}} = \frac{14{,}13 \cdot 10\,300}{618} + \frac{14{,}13 \cdot 10\,300 \cdot 2{,}5^2}{46\,700} = 256\ кг/см^2;$$

определяем потери от ползучести бетона по формуле п. 2 табл. 8

$$0{,}75 \cdot 4{,}75 \left[256 + 3 \cdot 500 \left(\frac{256}{500} - 0{,}5\right)\right] = 970\ кг/см^2.$$

Потери напряжений вследствие релаксации напряжений в арматуре определяем по формуле п. 3 табл. 8, причем согласно указанию примечания 3 к табл. 8 второй член формулы не учитываем

$$0{,}05\sigma_0 = 0{,}05 \cdot 11\,000 = 550\ кг/см^2.$$

Суммарные потери, происходящие после окончания обжатия бетона, равны

$$700 + 300 + 970 + 550 = 2\,520\ кг/см^2.$$

Определяем положение нулевой линии по формуле (3) приложения 2 и геометрические характеристики сечения:

$$h - x = \frac{S_и}{F_и + \frac{F_{уш}}{2}};$$

$$S_и = 14 \cdot 30 \cdot 15 + 4{,}75 \cdot 3{,}53 \cdot 25 = 6\,720\ см^2;$$
$$F_и = 14 \cdot 30 + 4{,}75 \cdot 3{,}53 \cdot 6 = 436{,}6\ см^2;$$
$$F_{уш} = 11 \cdot 12 + 4{,}75 \cdot 10{,}6 = 182\ см^2;$$
$$h - x = \frac{6\,720}{436{,}6 + 91} = 12{,}8\ см,\ \text{откуда}\ x = 17{,}2\ см.$$
$$J_c = \frac{14 \cdot 17{,}2^3}{3} + 4{,}75 \cdot 3{,}53 \cdot 15{,}2^2 = 27\,300\ см^4;$$
$$S_р = \frac{14 \cdot 12{,}8 \cdot 12{,}8}{2} + 11 \cdot 12 \cdot 6{,}8 + 4{,}75 \cdot 10{,}6 \cdot 7{,}8 = 2\,430\ см^3;$$

по формуле (16) п. 54

$$W_б = \frac{2J_c}{h - x} + S_р = \frac{2 \cdot 27\,300}{12{,}8} + 2\,430 = 6\,680\ см^3.$$

Определяем положение продольной силы от нормативных нагрузок относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_o = \frac{M^н}{N^н} = \frac{320\,000}{110\,000} = 2{,}9\ см.$$

Определяем величину силы обжатия $N_{об}$ после проявления всех потерь по формуле (3)

$$N_{об} = \left(F_н + F'_н\right) m_т \sigma_o;$$
$$N_{об} = 14{,}13 \cdot 0{,}9\,(11\,000 - 2\,520) = 14{,}13 \cdot 7\,632 = 107\,800\ кг.$$

Расстояние между внешней продольной силой и силой обжатия составляет

$$2{,}9 - 2{,}5 = 0{,}4\ см.$$

Для того чтобы выяснить, следует ли вести расчет относительно действительной ядровой точки или относительно условной, вычисляем значение

$$\frac{W_б R_{ру}}{N_{об}} = \frac{6\,680 \cdot 20}{107\,800} = 1{,}24\ см;$$

так как 0,4 *см* менее величины $\frac{W_б R_{ру}}{N_{об}}$, то согласно указаниям п. 53д расчет трещиностойкости должен производиться по формуле (14)

$$M^у_в - M^у_{об} \leqslant R_{ру} W_б.$$

Определяем положение условной ядровой точки по формуле (14')

$$r_у = \frac{W_б}{F_{пб}} = \frac{6\,680}{618} = 10{,}8\ см.$$

$M^у_в$ — момент внешних сил относительно условной ядровой точки в соответствии с п. 53 равен:

$$M^у_в = N^н(e_o + r_у) = 110\,000\,(2{,}9 + 10{,}8) = 15{,}07\ тм;$$

$M^у_{об}$ — момент усилия обжатия относительно условной ядровой точки равен:

$$M^у_{об} = N_{об}\,(e_o + r_у) = 107\,800\,(2{,}5 + 10{,}8) = 14{,}3\ тм;$$
$$R_{ру} W_б = 20 \cdot 6\,680 = 1{,}34\ тм;$$
$$M^у_в - M^у_{об} = 15{,}07 - 14{,}3 = 0{,}77\ тм;$$

0,77 *тм* < 1,34 *тм*, т. е. трещиностойкость элемента достаточна.

Можно было не определять положение нулевой линии и не вычислять величину $W_б$ по формуле (16), а воспользоваться табл. 11.

Для заданного таврового сечения с полкой в растянутой зоне согласно п. 3„а" табл. 11

$$\gamma = \frac{W_б}{W_о} = 1{,}75.$$

В этом случае

$$W_б = 1{,}75\,\frac{J_{бп}}{y} = 1{,}75\,\frac{46\,700}{12{,}5} = 6\,540\ см^3;$$

$$r_у = \frac{W_б}{F_{бп}} = \frac{6\,540}{618} = 10{,}6\ см;$$

$$M_в^у = N^н (e_о + r_у) = 110\,000\,(2{,}9 + 10{,}6) = 14{,}85\ тм;$$

$$M_{об}^у = N_{об} (e_о + r_у) = 107\,800\,(2{,}5 + 10{,}6) = 14\ тм;$$

$$R_{ру} W_б = 20 \cdot 6\,540 = 1{,}31\ тм;$$

$$M_в^у - M_{об}^у = 14{,}85 - 14{,}0 = 0{,}85\ тм;$$

$$0{,}85\ тм < 1{,}31\ тм.$$

ПРИМЕР 6

Дано. В однопролетной подкрановой балке пролетом $l = 12\ м$, поперечное сечение которой и схема армирования приведены на рис. 7 и 8, наибольшие изгибающие моменты равны: от расчетных нагрузок $M = 328\ тм$, от нормативных нагрузок $M^н = 245\ тм$. Поперечная сила на опоре составляет: от расчетных нагрузок $Q = 128{,}6\ т$, от нормативных нагрузок $Q^н = 103{,}65\ т$.

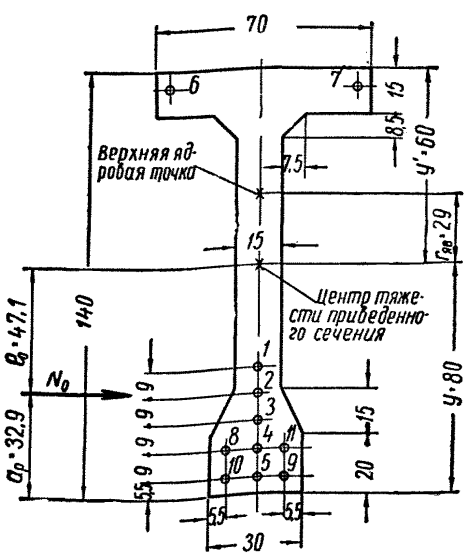


Рис. 7.

Значения величин моментов и поперечных сил от расчетных и нормативных нагрузок указаны с учетом динамического коэффициента 1,2. Бетон для балки принят марки 500, приготовляемый по группе Б табл. 4; арматура в виде пучков из высокопрочной холоднотянутой круглой проволоки по ГОСТ 7348-55 ∅ 5 *мм*.

Верхняя арматура состоит из двух пучков по 12 проволок в каждом ($F'_н = 0{,}196 \cdot 12 \cdot 2 = 4{,}7\ см^2$); нижняя — из 9 пучков по 18 проволок ($F_н = 0{,}196 \cdot 18 \cdot 9 = 31{,}75\ см^2$).

Натяжение арматуры производится на бетон при достижении им полной прочности, предусмотренной проектом ($R' = R = 500$). Натяжение криволинейных пучков производится двумя домкратами (с двух сторон

пучков); отделка каналов ∅ 50 *мм* для пучков принята тонкими стальными трубками.

Требуется. 1. Проверить прочность балки в стадии эксплуатации.

2. Проверить трещиностойкость балки в стадии эксплуатации.

3. Проверить прочность балки при ее работе на усилия, возникающие в стадии изготовления (при натяжении арматуры), транспортировании и монтаже из условия работы балки на собственный вес, как консоли с вылетом $l = 2{,}5$ *м*.

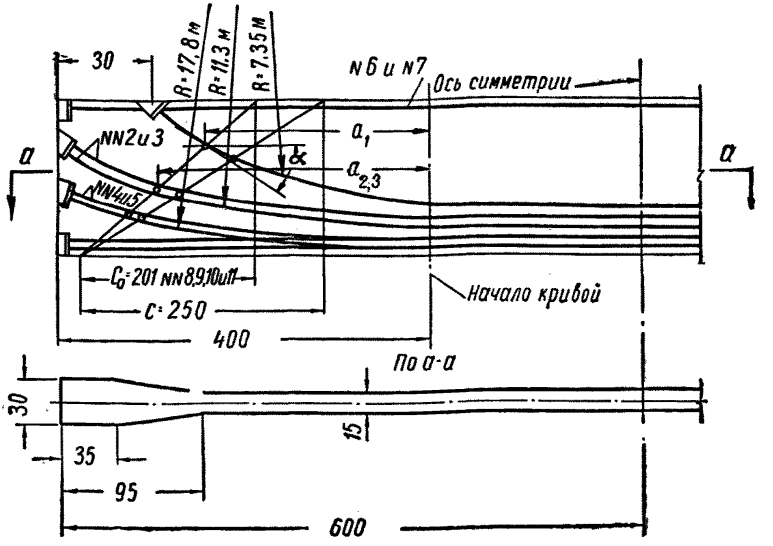


Рис. 8

4. Проверить трещиностойкость балки в стадии ее изготовления (при натяжении арматуры), транспортировании и монтаже в соответствии с п. 3 настоящего примера.

5. Определить величину усилия, контролируемого в процессе натяжения арматуры.

6. Проверить прочность бетона на смятие под анкерными колодками.

1. Определение потерь предварительного напряжения арматуры и геометрических характеристик поперечного сечения в середине пролета балки

а) Потери, происходящие до обжатия бетона.

Величину наибольшего предварительного напряжения арматуры принимаем из условия

$$\sigma_0 = \sigma'_0 = 0{,}7R^{н}_{н} = 0{,}7 \cdot 17\,000 = 11\,900 \text{ кг/см}^2,$$

где $R^{н}_{н} = 17\,000$ *кг/см*^{2} принято по табл. 3. Потери из-за податливости

двух анкеров арматурного пучка определяем согласно п. 4 табл. 8

$$\frac{2\lambda_2 E_a}{l} = \frac{2 \cdot 0{,}1 \cdot 1\,800\,000}{1\,200} = 300 \text{ кг/см}^2.$$

Потери предварительного напряжения за счет трения пучков о стенки каналов на криволинейных и прямолинейных участках определяем по п. 5 табл. 8 с использованием табл. 2 приложения 4, причем согласно п. 1 приложения 4 принимается $\sigma_н \approx \sigma_0$.

Для прямолинейных пучков № 6, 7, 8, 9, 10 и 11 —

$$\sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{kx}}\right) = \sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{0{,}003 \cdot 12}}\right) = 11\,900 \cdot 0{,}036 = 428 \text{ кг/см}^2,$$

где $x = l = 12$ *м*; $k = 0{,}003$ (по табл. 1 приложения 4).

Для криволинейных пучков № 4 и 5

$\varphi_{4,5} = 12°50'$; $\theta = \frac{12{,}83}{57{,}3} = 0{,}224$; по табл. I приложения 4

$$\mu = 0{,}35;\ k = 0{,}003;\ x = \frac{4}{2} = 2 \text{ м},$$

где φ и θ — центральный угол дуги соприкасания арматуры на криволинейном участке соответственно в градусах и радианах.

$$\sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right) = \sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{0{,}003 \cdot 2 + 0{,}35 \cdot 0{,}224}}\right) = 11\,900 \cdot 0{,}08 = 952 \text{ кг/см}^2.$$

Для криволинейных пучков № 2 и 3

$\varphi_{2,3} = 20°30'$; $\theta = \frac{20{,}5}{57{,}3} = 0{,}358$; $\mu = 0{,}35$;

$$\sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{0{,}006 + 0{,}35 \cdot 0{,}358}}\right) = 11\,900 \cdot 0{,}12 = 1\,428 \text{ кг/см}^2.$$

Для криволинейного пучка № 1

$\varphi_1 = 30°$; $\theta = \frac{30}{57{,}3} = 0{,}523$; $\mu = 0{,}35$;

$$\sigma_0\left(1 - \frac{1}{e^{0{,}006 + 0{,}35 \cdot 0{,}523}}\right) = 11\,900 \cdot 0{,}173 = 2\,060 \text{ кг/см}^2.$$

Первые потери, происходящие до окончания обжатия бетона, равны:

Для пучков	№ 6, 7, 8, 9, 10 и 11 . . .	300 + 428 = 728	кг/см²
» »	№ 4 и 5	300 + 952 = 1 252	»
» »	№ 2 и 3	300 + 1 428 = 1 728	»
» »	№ 1	300 + 2 060 = 2 360	»

б) Вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

Потери от усадки бетона при натяжении арматуры на бетон согласно п. 1 табл. 8 равны 300 *кг/см²*.

Потери от ползучести бетона при натяжении арматуры на бетон определяем по формуле п. 2 табл. 8.

Для определения входящей в формулу величины $\sigma_б$ вычисляем предварительно геометрические характеристики приведенного сечения с учетом ослаблений каналами.

Коэффициент приведения арматуры

$$n = \frac{E_а}{E_б^н} = \frac{1\,800\,000}{410\,000} = 4{,}4.$$

Приведенная площадь сечения одного нижнего пучка

$$nf_н = 4{,}4 \cdot 0{,}196 \cdot 18 = 15{,}5 \ см^2.$$

Приведенная площадь сечения одного верхнего пучка (№ 6 и 7)

$$nf'_н = 4{,}4 \cdot 0{,}196 \cdot 12 = 10{,}3 \ см^2.$$

Площадь сечения канала при его диаметре 5 *см*

$$f_{осл} = \frac{3{,}14 \cdot 5^2}{4} = 19{,}65 \ см^2.$$

Для нижних пучков $nf_н - f_{осл} = 15{,}5 - 19{,}65 = -4{,}15 \ см^2$.

Для верхних пучков $nf'_н - f_{осл} = 10{,}3 - 19{,}65 = -9{,}35 \ см^2$.

Приведенная площадь сечения балки в средине пролета

$$F_{бп} = 15 \cdot 70 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 + 15 \cdot 105 + 30 \cdot 20 + \\ + 15 \cdot 7{,}5 - 11 \cdot 4{,}15 - 2 \cdot 9{,}35 = 3\,344 \ см^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки при положении центра тяжести площади сечения всей арматуры относительно нижней грани балки при $a_р$, равном

$$a_р = \frac{4{,}7 \cdot 135 + 3{,}53 \cdot 41{,}5 + 7{,}06 \cdot 28 + 7{,}06 \cdot 3 \cdot 10}{4{,}7 + 31{,}75} = 32{,}6 \ см$$

составит:

$$S_{бп} = 1\,050 \cdot 132{,}5 + 63{,}8 \cdot 122{,}4 + 1\,575 \cdot 72{,}5 + 112 \cdot 25 + 600 \cdot 10 - \\ - 11 \cdot 4{,}15 \cdot 32{,}6 - 2 \cdot 5{,}2 \cdot 135 = 266\,700 \ см^3.$$

Расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{266\,700}{3\,344} = 80 \ см.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$J_{бп} = \frac{70 \cdot 15^3}{12} + 70 \cdot 15 \cdot 52{,}5^2 + \frac{15 \cdot 125^3}{12} + 15 \cdot 125 \cdot 17{,}5^2 + \\ + 2\frac{7{,}5 \cdot 8{,}5^3}{36} + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 42{,}2^2 + 2\frac{7{,}5 \cdot 15^3}{36} + \frac{15 \cdot 20^3}{12} + \\ + 15 \cdot 20 \cdot 70^2 + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 55^2 - 4{,}15\,(3 \cdot 74{,}5^2 + 3 \cdot 65{,}5^2 + 56{,}5^2 + 47{,}5^2 + \\ + 38{,}5^2) - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 55^2 = 7\,936\,300 - 206\,000 = 7\,730\,000 \ см^4.$$

Определяем величину равнодействующей усилий во всей напрягаемой арматуре для сечения балки по середине пролета при учете потерь,

происходящих до окончания обжатия бетона, а также и величин предварительного напряжения в пучках:

№ 6, 7, 8, 9, 10 и 11 . . . . $= 11\,900 - 728 = 11\,172$ *кг/см²*;
№ 4 и 5 . . . . . $= 11\,900 - 1\,252 = 10\,648$ „
№ 2 и 3 . . . . . $= 11\,900 - 1\,728 = 10\,172$ „
№ 1 . . . . . $= 11\,900 - 2\,360 = 9\,540$ „

$$N_0 = \Sigma (F'_{нi}\sigma_{oi} + F'_{нi}\sigma'_{oi}) = 4 \cdot 3{,}53 \cdot 11\,172 + 4{,}7 \cdot 11\,172 + 2 \cdot 3{,}53 \cdot 10\,648 + 2 \cdot 3{,}53 \cdot 10\,172 + 3{,}53 \cdot 9\,540 = 158\,000 + 52\,500 + 75\,200 + 71\,800 + 33\,700 = 391\,200 \text{ кг} = 391{,}2 \text{ т}.$$

Определяем расстояние равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре от центра тяжести приведенного сечения балки

$$e_0 = 0{,}8 - \frac{158 \cdot 0{,}1 + 52{,}5 \cdot 1{,}35 + 75{,}2 \cdot 0{,}1 + 71{,}8 \cdot 0{,}28 + 33{,}7 \cdot 0{,}415}{391{,}2} = 0{,}8 - 0{,}329 = 0{,}471 \text{ м} = 47{,}1 \text{ см};$$

расстояние центра тяжести площади сечения всей арматуры от центра тяжести приведенного сечения балки

$$y = 0{,}8 - 0{,}326 = 0{,}474 = 47{,}4 \text{ см}.$$

Определяем напряжение в бетоне $\sigma_б$ на уровне центра тяжести сечения всей предварительно напряженной арматуры согласно указаниям п. 36б:

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0}{J_{бп}} y = \frac{391\,200}{3\,344} + \frac{391\,200 \cdot 47{,}1}{7\,730\,000} 47{,}4 = 117 + 113 = 230 \text{ кг/см}^2.$$

Потери от ползучести бетона определим по формуле п. 2 и указаниям примечания 3 табл. 8;

$$\text{при } \sigma_б = 230 \text{ кг/см}^2 < 0{,}5R' = 250 \text{ кг/см}^2;$$

$$0{,}75 \frac{k\sigma_б E_a R}{E_б^н R'} = 0{,}75 \frac{1 \cdot 230 \cdot 1\,800\,000}{410\,000} = 800 \text{ кг/см}^2.$$

Потери от релаксации напряжений в арматуре определим по указанию п. 3 табл. 8

$$0{,}05\sigma_0 + 0{,}2 (\sigma_0 - 0{,}65R_н^н) = 0{,}05 \cdot 11\,900 + 0{,}2 (11\,900 - 0{,}65 \cdot 17\,000) = 595 + 170 = 765 \text{ кг/см}^2.$$

Вторые потери, происходящие после обжатия бетона, равны

$$300 + 800 + 765 = 1\,865 \text{ кг/см}^2.$$

2. Расчет балки по прочности в стадии эксплуатации

Определяем напряжение σ'_c, с которым должно быть введено в расчет сечение предварительно напряженной арматуры, расположенной в сжатой зоне (пучки № 6 и 7).

В соответствии с п. 43 при σ_0, принимаемом с учетом всех потерь, находим

$$\sigma'_c = 3\,600 - \sigma'_0 = 3\,600 - (11\,172 - 1\,865) = -5\,700 \text{ кг/см}^2.$$

Для холоднотянутой проволоки (по ГОСТ 7 348-55) ∅ 5 *мм* условное расчетное сопротивление по табл. 5 (п. 1) равно

$$R_{ну} = 9\,500 \ кг/см^2.$$

Высота сжатой зоны бетона с учетом ослаблений каналами для пучков № 6 и 7 и при $R_{иу} = 260$ *кг/см*² (по табл. 4 п. 3б) составит:

$$x = \frac{F_н R_{ну} - F'_н \sigma'_с + 2 f_{осл} R_{иу}}{b_п R_{иу}} = \frac{31{,}75 \cdot 9\,500 + 4{,}7 \cdot 5\,700 + 2 \cdot 19{,}65 \cdot 260}{70 \cdot 260} =$$

$= 18{,}5$ *см*.

Так как $x = 18{,}5$ *см* $> h_п = 15$ *см*, сечение следует рассчитывать с учетом работы сжатого бетона ребра.

Определяем положение центра тяжести сечения нижней арматуры (расстояние от нижней грани балки)

$$a_н = \frac{3 \cdot 5{,}5 + 3 \cdot 14{,}5 + 1 \cdot 23{,}5 + 1 \cdot 32{,}5 + 1 \cdot 41{,}5}{9} = 17{,}5 \ см.$$

Запишем условие равновесия, пользуясь формулой (21) приложения 1:

$$F_н R_{ну} - F'_н \sigma'_с = R_{иу} [bx + 0{,}8 (b_п - b) h_п + 2F_{ск} - 0{,}8 \cdot 2 f_{осл}],$$

где $F_{ск}$ — площадь сечения скосов (утолщений в стенке в месте примыкания к полке).

$31{,}75 \cdot 9\,500 + 4{,}7 \cdot 5\,700 = 260 [15x + 0{,}8 (70 - 15) 15 + 8{,}5 \cdot 7{,}5 - 2 \cdot 19{,}65];$

откуда $x = \frac{150\,000}{3\,900} = 38{,}4$ *см*.

Определяем величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением, пользуясь формулой (20) приложения 1:
$h_о = h - a_н = 140 - 17{,}5 = 122{,}5$ *см*,

$$M = R_{иу} bx \left(h_о - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8 R_{иу} (b_п - b) h_п (h_о - 0{,}5 h_п) +$$

$$+ F'_н \sigma'_с (h_о - a'_н) + R_{иу} F_{ск} (h_о - a_{ск}) - 0{,}8 R_{иу} \cdot 2 f_{осл} (h_о - a'_н) =$$

$$= 260 \cdot 15 \cdot 38{,}4 (122{,}5 - 19{,}2) + 260 \cdot 0{,}8 (70 - 15) \cdot 15 (122{,}5 - 7{,}5) -$$

$$- 4{,}7 \cdot 5\,700 (122{,}5 - 5) + 260 \cdot 64 \cdot (122{,}5 - 17{,}8) - 260 \cdot 0{,}8 \cdot 2 \cdot 19{,}65 \times$$

$$\times (122{,}5 - 5) = 32\,840\,000 \ кгсм = 328{,}4 \ тм,$$

что практически равняется заданному моменту от расчетных нагрузок.

Расчет по поперечной силе.

Первую проверку делаем у грани опоры

$$a_н = 10 \ см; \ h_о = 140 - 10 = 130 \ см.$$

При двухветвевых хомутах ∅ 12 *мм* из стали периодического профиля марки 25Г2С и шаге хомутов 25 *см* — усилие, воспринимаемое хомутами, определяем по формуле (38) приложения 1 или по формуле (33) НиТУ 123-55:

$$q_х = \frac{R_{ау} f_х n}{a} = \frac{2\,700 \cdot 1{,}131 \cdot 2}{25} = 246 \ кг/см = 24{,}5 \ т/м;$$

значение $R_{ау} = 2\,700$ *кг/см*² принято по табл. 7а (п. 3).

Величину предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном и хомутами, определяем по формуле (39′) приложения 1 или по формуле (31) НиТУ 123-55

$$Q_{хб} = \sqrt{0{,}6R_{ну}bh_0^2q_х} = \sqrt{0{,}6 \cdot 2\,600 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}3^2 \cdot 24{,}6} = 99\ т.$$

Проекцию невыгоднейшего косого сечения определяем по формуле (32) НиТУ 123-55:

$$c_0 = \sqrt{\frac{R_{ну}0{,}15bh_0^2}{q_х}} = \sqrt{\frac{2\,600 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}3^2}{24{,}6}} = 2{,}01\ м = 201\ см.$$

От грани опоры проводим наклонное сечение, проекция которого $c_0 = 210$ *см*, и определяем углы наклона ($\sin\alpha$) касательных к криволинейным пучкам в точках пересечения пучков с указанным косым сечением:

для пучков № 4 и 5

$$\sin\alpha_{4,5} = \frac{a_{4,5}}{R_{4,5}} = \frac{3{,}26}{17{,}8} = 0{,}184;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sin\alpha_{2,3} = \frac{a_{2,3}}{R_{2,3}} = \frac{3{,}0}{11{,}3} = 0{,}265;$$

для пучка № 1

$$\sin\alpha_1 = \frac{a_1}{R_1} = \frac{2{,}6}{7{,}35} = 0{,}355,$$

где $R_{4,5}$, $R_{2,3}$, R_1 — радиусы кривизны соответствующих пучков (см. рис. 8);

$a_{4,5}$, $a_{2,3}$ и a_1 — расстояния от точек пересечения наклонной прямой с соответствующими пучками, до вертикали, проведенной через начало кривой (рис. 8). Расстояния определены графически.

Условное расчетное сопротивление арматуры по ГОСТ 7348-55 при расчете по поперечной силе в соответствии с указанием п. 1б табл. 7 принимаем равным

$$R_{ну} = 6\,700\ кг/см^2.$$

Вертикальная составляющая усилий, воспринимаемых криволинейными пучками (отгибами), составит

$$Q_{от} = R_{ну}(\Sigma F_н \sin\alpha) = 6\,700\,[7{,}06\,(0{,}184 + 0{,}265) + 3{,}53 \cdot 0{,}355] = 29\,600\ кг \approx 29{,}6\ т.$$

Величина поперечной силы, воспринимаемой бетоном, хомутами и отгибами (криволинейными пучками), будет равна

$$Q = Q_{хб} + Q_{от} = 99 + 29{,}6 = 128{,}6\ т,$$

что равно величине поперечной силы от расчетных нагрузок.

Производим дополнительную проверку косого сечения, начинающегося у грани опоры, проекция которого c больше проекции невыгоднейшего косого сечения c_0 (такую проверку производим в связи с тем, что углы наклона касательных к криволинейным пучкам по мере роста величины c уменьшаются).

При $c = 2{,}5\ м$ —

усилие, воспринимаемое хомутами в косом сечении, равно

$$q_x c = 24{,}6 \cdot 2{,}5 = 61{,}5 \ т,$$

а усилие, воспринимаемое бетоном в косом сечении,—

$$Q_б = \frac{R_{ну} 0{,}15 b h_0^2}{c} = \frac{2\,600 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}3^2}{2{,}5} = 39{,}6 \ т.$$

Определяем синусы углов наклона ($\sin \alpha$) касательных к криволинейным пучкам в точках пересечения пучков с наклонным сечением, проекция которого $c = 2{,}5$ м.

Для пучков № 4 и 5

$$\sin \alpha_{4,5} = \frac{3{,}15}{17{,}8} = 0{,}177;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sin \alpha_{2,3} = \frac{2{,}83}{11{,}3} = 0{,}250;$$

для пучка № 1

$$\sin \alpha_1 = \frac{2{,}42}{7{,}35} = 0{,}328.$$

Вертикальная составляющая усилий, воспринимаемых криволинейными пучками (отгибами), равна:

$$Q_{от} = R_{ну} (\Sigma F_н \sin \alpha) = 6\,700 \, [7{,}06 \, (0{,}177 + 0{,}250) + 3{,}53 \cdot 0{,}328] = 28\,000 \ кг = 28 \ т.$$

Величина поперечной силы, воспринимаемой бетоном, хомутами и отгибами, составит

$$Q = \frac{0{,}15 R_{ну} b h_0^2}{c} + q_x c + Q_{от} = 39{,}6 + 61{,}5 + 28{,}0 = 129{,}1 \ т > 128{,}6 \ т.$$

Производим проверку нескольких невыгоднейших наклонных сечений, на участке между гранью опоры и сечением, где величина расчетной поперечной силы может быть воспринята бетоном и хомутами, т. е. сечением, где $Q = Q_{хб} = 99 \ т$.

а) Для наклонного сечения, начинающегося на расстоянии 1 *м* от грани опоры.

Поперечная сила в этом сечении $Q = 119 \ т$. Определяем углы наклона ($\sin \alpha$) касательных к криволинейным пучкам в точке пересечения пучков с наклонным сечением, проекция которого равна $c_0 = 201 \ см$.

Для пучков № 4 и 5

$$\sin \alpha_{4,5} = \frac{2{,}42}{17{,}8} = 0{,}136;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sin \alpha_{2,3} = \frac{2{,}20}{11{,}3} = 0{,}195;$$

для пучка № 1

$$\sin \alpha_1 = \frac{1{,}87}{7{,}35} = 0{,}255.$$

В наклонном сечении, проекция которого равна $c_0 = 201$, бетоном и хомутами воспринимается поперечная сила: $Q_{хб} = 99 \ т$ (в соответствии с вычисленным ранее).

Вертикальная составляющая усилия, воспринимаемого криволинейными пучками (отгибами), равна

$$Q_{от} = R_{ну} \Sigma F_н \sin \alpha = 6\,700\,[7{,}06\,(0{,}136 + 0{,}195) + 3{,}53 \cdot 0{,}255] = \\ = 21\,600 \ кг = 21{,}6 \ т,$$

а бетоном, хомутами и отгибами —

$$Q = Q_{хб} + Q_{от} = 99 + 21{,}6 = 120{,}6 \ т > 119 \ т.$$

б) Для наклонного сечения, начинающегося на расстоянии 2 *м* от грани опоры.

Поперечная сила в этом сечении $Q = 105$ *т*. Определяем углы наклона ($\sin \alpha$) касательных к криволинейным пучкам в точках пересечения пучков с наклонным сечением, проекция которого равна $c_0 = 201$ *см*. Для пучков № 4 и 5

$$\sin \alpha_{4,5} = \frac{1{,}53}{17{,}8} = 0{,}086;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sin \alpha_{2,3} = \frac{1{,}34}{11{,}3} = 0{,}118;$$

для пучка № 1

$$\sin \alpha_1 = \frac{1{,}1}{7{,}35} = 0{,}15.$$

Величина поперечной силы, воспринимаемой криволинейными пучками, составит:

$$Q_{от} = R_{ну} \Sigma F_н \sin \alpha = 6\,700\,[7{,}06\,(0{,}086 + 0{,}118) + 3{,}53 \cdot 0{,}15] = \\ = 14\,000 \ кг = 14 \ т.$$

а бетоном, хомутами и отгибами —

$$Q = Q_{хб} + Q_{от} = 99 + 14 = 113 \ т > 105 \ т.$$

в) Для наклонного сечения, начинающегося на расстоянии 2,5 *м* от грани опоры.

Поперечная сила в этом сечении $Q = 104{,}6$ *т*. Определяем углы наклона ($\sin \alpha$) касательных к криволинейным пучкам в точках пересечения пучков с наклонным сечением, проекция которого $c_0 = 201$ *см*. Для пучков № 4 и 5

$$\sin \alpha_{4,5} = \frac{1{,}02}{17{,}8} = 0{,}057;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sin \alpha_{2,3} = \frac{0{,}85}{11{,}3} = 0{,}075;$$

для пучка № 1

$$\sin \alpha_1 = \frac{0{,}6}{7{,}35} = 0{,}081.$$

Величина поперечной силы, воспринимаемой криволинейными пучками, составит:

$$Q_{от} = R_{ну} \Sigma F_н \sin \alpha = 6\,700\,[7{,}06\,(0{,}057 + 0{,}075) + 3{,}53 \cdot 0{,}081] = \\ = 8\,100 \ кг = 8{,}1 \ т,$$

а бетоном, хомутами и отгибами —

$$Q = Q_{хб} + Q_{от} = 99 + 8{,}1 = 107{,}1 \ т > 104{,}6 \ т.$$

3. Расчет трещиностойкости балки в стадии эксплуатации

Определяем момент сопротивления приведенного сечения в середине пролета:

$$W_0 = \frac{J_{бп}}{y} = \frac{7\,730\,000}{80} = 96\,620 \ см^3$$

(значения $J_{бп}$ и y вычислены ранее).

Расстояние верхней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения будет равно:

$$r_{яв} = \frac{W_0}{F_{бп}} = \frac{96\,620}{3\,344} = 29 \ см.$$

Определяем положение нулевой линии в приведенном поперечном сечении балки по формуле (3) приложения 2.

Предварительно находим значение $S_и$ — статического момента относительно подошвы сечения фигуры, образованной сжатой зоной и прямоугольником в растянутой зоне, высотой $h - x$ и шириной b.

При определении $S_и$, $F_и$ и $F_{уш}$ учитывается также арматура $F_н$ и $F'_н$ с коэффициентом привидения $n = 4{,}4$ и ослабление сечения каналами;

$$S_и = 70 \cdot 15 \cdot 132{,}5 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 122{,}4 + 15 \cdot 125 \cdot 62{,}5 - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 135 = 262\,300 \ см^3;$$

$$F_и = 70 \cdot 15 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 + 15 \cdot 125 - 2 \cdot 9{,}35 = 2\,975 \ см^2;$$

$$F_{уш} = 15 \cdot 20 + 7{,}5 \cdot 15 = 412{,}5 \ см^2; \quad F_{осл} = 9 \cdot 4{,}15 = 37 \ см^2;$$

$$h - x = \frac{S_и}{F_и + \frac{F_{уш} - F_{осл}}{2}} = \frac{262\,300}{2\,975 + \frac{410 - 37}{2}} = 83 \ см;$$

$$x = 140 - 83 = 57 \ см.$$

Определяем величину момента сопротивления приведенного бетонного сечения $W_б$ с учетом пластических свойств бетона по формуле (16).

Предварительно вычисляем значения:

$J_с$ — момента инерции сжатой части приведенного сечения относительно нулевой линии;

$S_р$ — статического момента растянутой части приведенного сечения относительно нулевой линии.

$$J_с = \frac{70 \cdot 15^3}{12} + 70 \cdot 15 \cdot 49{,}5^2 + \frac{15 \cdot 42^3}{3} + 2\frac{7{,}8 \cdot 8{,}5^3}{36} + 7{,}8 \cdot 8{,}5 \cdot 39{,}2^2 - 9{,}35 \cdot 52^2 = 3\,044\,000 \ см^4;$$

$$S_р = 15 \cdot 20 \cdot 73 + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 58 + 15 \cdot 83 \cdot 41{,}5 - 9 \cdot 4{,}15\,(83 - 17{,}5) = 77\,400 \ см^3;$$

$$W_б = \frac{2J_с}{h - x} + S_р = \frac{2 \cdot 3\,044\,000}{83} + 77\,400 = 150\,400 \ см^3.$$

Определяем величину N_0 — равнодействующей усилий во всей напрягаемой верхней и нижней арматуре за вычетом всех потерь, происходящих до и после обжатия бетона, с учетом коэффициента точности натяжения арматуры $m_т = 0{,}9$.

$$N_0 = \Sigma\,(F_{нi}\sigma_{0i} + F'_{нi}\,\sigma'_{0i}).$$

Для пучков № 6, 7, 8, 9, 10 и 11

$$\sigma_0 = 0{,}9\,(11\,172 - 1\,865) = 8\,376 \ кг/см^2;$$

для пучков № 4 и 5

$$\sigma_0 = 0{,}9\,(10\,648 - 1\,865) = 7\,905 \ кг/см^2;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sigma_0 = 0{,}9\,(10\,172 - 1\,865) = 7\,476 \ кг/см^2;$$

для пучка № 1

$$\sigma_0 = 0{,}9\,(9\,540 - 1\,865) = 6\,907 \ кг/см^2.$$

$$N_0 = (3{,}53 \cdot 4 + 4{,}7)\,8376 + 7{,}06 \cdot 7905 + 7{,}06 \cdot 7476 + 3{,}53 \cdot 6\,907 = 291\,000 \ кг = 291 \ т.$$

Положение равнодействующей усилий во всей напрягаемой арматуре относительно центра тяжести приведенного сечения (e_0) с некоторым приближением принимаем таким же, как это было определено ранее для равнодействующей усилий при учете потерь, происходящих до обжатия бетона (первых потерь),

$$e_0 = 47{,}1 \ см$$

(при более точном подсчете $e_0 = 47{,}8$ *см*).

Проверяем момент образования трещин в стадии эксплуатации балки по формуле (13):

$$M^{\text{я}}_{\text{в}} \mp M^{\text{я}}_{\text{об}} \leqslant R_{\text{ру}} W_{\text{б}}.$$

Момент сил напрягаемой арматуры относительно ядровой точки определяем по формуле:

$$M^{\text{я}}_{\text{об}} = N_0\,(e_0 + r_{\text{яв}}) = 291\,(0{,}471 + 0{,}29) = 221 \ тм;$$

$$R_{\text{ру}} W_{\text{б}} = 20 \cdot 150\,400 = 3\,008\,000 \ кг \ см = 30{,}08 \ тм,$$

где $R_{\text{ру}} = 20$ *кг/см²* принято в соответствии с табл. 4 для бетона марки 500.

Момент внешних сил относительно ядровой точки равен моменту от нормативных нагрузок:

$$M^{\text{я}}_{\text{в}} = M^{\text{н}} = 245 \ тм;$$

$$245 - 221 = 24 \ тм < R_{\text{ру}} W_{\text{б}} = 30{,}08 \ тм,$$

т. е. трещиностойкость обеспечена.

В целях сокращения расчетных выкладок можно было не определять положение нулевой линии и не вычислять значений J_c и $S_{\text{р}}$, а воспользоваться табл. 11.

При заданных соотношениях $\frac{b_{\text{п}}}{b} = \frac{70}{15} = 4{,}7$ и $\frac{b_{\text{у}}}{b} = \frac{30}{15} = 2$ в п. 6 табл. 11 находим

$\gamma = \frac{W_{\text{б}}}{W_0} = 1{,}5$, откуда $W_{\text{б}} = 1{,}5 W_0 = 1{,}5 \cdot 96\,620 = 144\,900 \ см^3$;

$\frac{144\,900}{150\,400} = 0{,}97$, т. е. расхождение в результате подсчета величины $W_{\text{б}}$ по табл. 11 составляет 3%.

Определение главных напряжений, вызывающих образование наклонных трещин.

Скалывающие и главные напряжения определяем у грани опоры, а также в сечении, где заканчивается опорное уширение стенки балки, т. е. на расстоянии 95 *см* от торца балки.

Скалывающие и главные напряжения по высоте балки определяем в двух местах:

на уровне центра тяжести сечения;

на уровне примыкания полки к ребру.

Главные напряжения сечения у грани опоры (сеч. $а-а$ рис. 8а). Предварительно вычисляем необходимые геометрические характеристики.

Определяем значения $\sin\alpha$ и $\cos\alpha$, где α — углы наклона касательных к пучкам в опорном сечении к продольной оси балки:

для пучков № 4 и 5: $\alpha_{4,5}=12°50'$; $\sin\alpha_{4,5}=0{,}222$; $\cos\alpha_{4,5}=0{,}975$;

для пучков № 2 и 3: $\alpha_{2,3}=20°30'$; $\sin\alpha_{2,3}=0{,}351$; $\cos\alpha_{2,3}=0{,}937$;

для пучка № 1: $\alpha_1=30°0'$; $\sin\alpha_1=0{,}5$; $\cos\alpha_1=0{,}865$.

Приведенная площадь сечения балки на опоре:

$$F_{бп}=15\cdot70+30\cdot125-(4\cdot4{,}15+2\cdot9{,}35+2\cdot4{,}15+2\cdot4{,}15)=4\,748\ см^2.$$

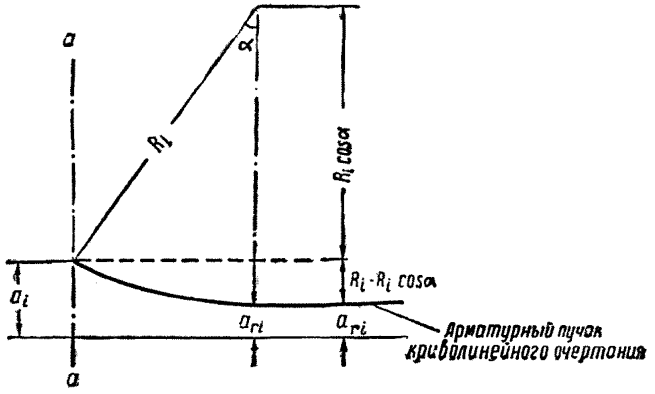


Рис. 8а

Статический момент приведенного опорного сечения относительно нижней грани балки:

$$S_{бп}=1\,050\cdot132{,}5+3\,750\cdot62{,}5-(16{,}6\cdot10+18{,}7\cdot135+8{,}1\cdot54+7{,}8\cdot99)=$$
$$=375\,000\ см^3,$$

где расстояния центра тяжести сечения пучков от нижней грани сечения балки (99 и 135 *см*) определены по формуле $a_i=R_i-R_i\cos\alpha+a_{ri}$ (см. рис. 8, а); (здесь R_i — радиус кривизны пучка; a_{ri} — расстояние центра сечения пучка до нижней грани балки в начале криволинейного участка).

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_{цт}=\frac{375\,000}{4\,748}=79\ см;\quad h-y_{цт}=140-79=61\ см.$$

Момент инерции приведенного опорного сечения балки относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$J_{бп}=\frac{70\cdot15^3}{12}+1\,050\cdot53{,}5^2+\frac{30\cdot125^3}{12}+3\,750\cdot16{,}5^2-$$
$$-(16{,}6\cdot69^2+18{,}7\cdot56^2+8{,}1\cdot25^2+7{,}8\cdot20^2)=8\,739\,000\ см^4.$$

Статический момент части приведенного сечения, расположенной над осью, проходящей через центр тяжести сечения:

$$S_{бп}=1050\cdot53{,}5+30\cdot46\cdot23-(18{,}7\cdot56+7{,}8\cdot20)=86\,600\ см^3.$$

Статический момент части приведенного сечения, расположенной над местом примыкания полки к ребру:

$$S_{бп} = 1\,050 \cdot 53{,}5 + 30 \cdot 8{,}5 \cdot 41{,}75 - 18{,}7 \cdot 56 = 55\,600 \ см^3.$$

Скалывающие и главные напряжения в бетоне в момент образования трещин определяем по формуле (17):

$$\tau = \frac{Q_т S_{бп}}{J_{бп} b},$$

где

$$Q_т = Q^н - Q_{пр}.$$

Определяем значение $Q_{пр}$ — проекции на нормаль к оси элемента продольного усилия в пучках, заканчивающихся на опоре, по формуле

$$Q_{пр} = \Sigma N_i \sin \alpha_i.$$

Для пучков № 4 и 5

$$F_н \sigma_0 \sin \alpha_{4,5} = 7{,}06 \cdot 7\,905 \cdot 0{,}222 = 12\,400 \ кг = 12{,}4 \ т;$$

для пучков № 2 и 3

$$F_н \sigma_0 \sin \alpha_{2,3} + 7{,}06 \cdot 7476 \cdot 0{,}351 = 18\,500 \ кг = 18{,}5 \ т;$$

$$Q_{пр} = 12{,}4 + 18{,}5 = 30{,}9 \ т;$$

$$Q_т = 103{,}63 - 30{,}9 = 72{,}75 \ т.$$

Величина τ на уровне центра тяжести сечения:

$$\tau = \frac{72\,750 \cdot 86\,600}{8\,739\,000 \cdot 30} = 24 \ кг/см^2,$$

а на уровне примыкания полки к ребру

$$\tau = \frac{72\,750 \cdot 55\,600}{8\,739\,000 \cdot 30} = 15{,}4 \ кг/см^2.$$

Для определения главных напряжений вычисляем σ_x по формуле (22); при этом в рассматриваемом сечении у опоры принимаем $M = 0$, тогда

$$\sigma_x = \sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} \pm \frac{N_0 e_0}{J_{бп}} y,$$

где $\sigma_б$ — установившееся напряжение в бетоне, определяемое по формуле (7);

N_0 — продольное усилие в арматуре, определяемое по формуле (3) с учётом примечания к п. 3б:

$$N_0 = \Sigma (F_{нi} \sigma_{0i} \cos \alpha_i + F'_{нi} \sigma'_{0i} \cos \alpha_i) = (4 \cdot 3{,}53 + 4{,}7)\,8\,376 + 7{,}06 \cdot 7\,905 \times$$
$$\times 0{,}975 + 7{,}06 \cdot 7\,476 \cdot 0{,}937 = 158\,000 + 54\,000 + 49\,000 =$$
$$= 261\,000 \ кг = 261 \ т.$$

Определяем расстояние от равнодействующей усилий во всей напрягаемой арматуре до центра тяжести приведенного сечения (e_0):

$$e_0 = 0{,}79 - \frac{118 \cdot 0{,}1 + 39{,}4 \cdot 1{,}35 + 54 \cdot 0{,}54 + 49 \cdot 0{,}99}{261} = 0{,}24 \ м = 24 \ см.$$

Определяем величину $\sigma_б$:

на уровне центра тяжести сечения ($y=0$):

$$\sigma_б = \frac{261\,000}{4\,748} = 55\ кг/см^2;$$

на уровне примыкания полки к ребру ($y=37{,}5\ см$)

$$\sigma_б = 55 - \frac{261\,000 \cdot 24}{8\,739\,000} \cdot 37{,}5 = 28\ кг/см^2.$$

Определяем главные напряжения по формуле (21); при этом в соответствии с рис. 9 инструкции при подсчете величины σ_y учитываем вертикальную составляющую усилия в пучке № 1 по формуле (23):

$$\sigma_y = \frac{F_{но}\sigma_o}{u_o b}\sin\alpha = \frac{3{,}53 \cdot 6907}{70 \cdot 30} \cdot 0{,}5 = 4{,}5\ кг/см^2.$$

где $u_o = \frac{h}{2} = 70\ см.$

На уровне центра тяжести сечения

$$\sigma_{гр} = \frac{\sigma_б + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_б - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{55 + 4{,}5}{2} -$$

$$- \sqrt{\left(\frac{55 - 4{,}5}{2}\right)^2 + 24^2} = 29{,}75 - 34{,}75 = -5\ кг/см^2;$$

$$5\ кг/см^2 < 1{,}5\ R_{ру} = 30\ кг/см^2,$$

[по табл. 4 с учетом условия (24)].

На уровне примыкания полки к ребру

$$\sigma_{гр} = \frac{28 + 4{,}5}{2} - \sqrt{\left(\frac{28 - 4{,}5}{2}\right)^2 + 15{,}4^2} = 16{,}25 - 19{,}4 = -3{,}15\ кг/см^2 <$$

$$< 30\ кг/см^2.$$

Главные напряжения в сечении, где заканчивается опорное уширение стенки балки (на расстоянии 95 см от конца балки).

Геометрические характеристики приведенного сечения принимаем как для сечения в середине пролета, что мало скажется на результатах расчета; при более точном подсчете следовало бы учесть фактическое расположение в сечении криволинейных пучков № 1, 2, 3, 4 и 5.

Поперечная сила от нормативных нагрузок в сечении, расположенном на расстоянии 95 *см* от торца балки $Q^н = 92{,}9\ т$; момент от нормативных нагрузок $M^н = 69 \cdot 44\ тм$.

Определяем значения $\sin\alpha$ и $\cos\alpha$ — для углов наклона касательных к пучкам в рассматриваемом сечении.

Для пучков № 4 и 5

$$\sin\alpha_{4,5} = \frac{3{,}05}{17{,}8} = 0{,}17; \qquad \cos\alpha_{4,5} = 0{,}99;$$

для пучков № 2 и 3

$$\sin\alpha_{2,3} = \frac{3{,}05}{11{,}3} = 0{,}27; \quad \cos\alpha_{2,3} = 0{,}965;$$

для пучка № 1

$$\sin\alpha_1 = \frac{2{,}75}{7{,}35} = 0{,}375; \quad \cos\alpha_1 = 0{,}93.$$

Находим величину статического момента части сечения, расположенной:

над осью, проходящей через центр тяжести сечения —

$$S_{бп} = 1050 \cdot 52{,}5 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 42{,}2 + 15 \cdot 45 \cdot 22{,}5 - (2 \cdot 9{,}35 \cdot 55 + 3{,}53 \cdot 14) = 71\,900 \ см^3;$$

над местом примыкания полки к ребру —

$$S_{бп} = 1\,050 \cdot 52{,}5 + 7{,}8 \cdot 8{,}5 \cdot 42{,}2 + 15{,}8 \cdot 40{,}75 - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 55 = 61\,900 \ см^3.$$

Определяем величину $Q_{пр}$ — проекции предельного усилия в криволинейных пучках, заканчивающихся на участке между опорой и рассматриваемым сечением:

$$Q_{пр} = \Sigma F_{нi} \sigma_{oi} \sin \alpha_i = 7{,}06 \cdot 7\,905 \cdot 0{,}17 + 7{,}06 \cdot 7\,476 \cdot 0{,}27 + 3{,}53 \cdot 6\,907 \cdot 0{,}375 = 32\,800 \ кг = 32{,}8 \ т;$$

$$Q_т = Q^н - Q_{пр} = 92{,}9 - 32{,}8 = 60{,}1 \ т.$$

По формуле (17) определяем значение τ на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\tau = \frac{Q_т S_{бп}}{J_{бп} b} = \frac{60\,100 \cdot 71\,900}{7\,730\,000 \cdot 15} = 37{,}3 \ кг/см^2,$$

а на уровне примыкания полки к ребру:

$$\tau = \frac{60\,100 \cdot 61\,900}{7\,730\,000 \cdot 15} = 32 \ кг/см^2.$$

Определяем величину N_o по формуле (3) с учетом примечания 2 к п. 36

$$N_o = \Sigma (F_{нi} \sigma_{oi} \cos \alpha_i + F'_{нi} \sigma'_{oi} \cos \alpha_i) =$$

$$= 4 \cdot 3{,}53 \cdot 8\,376 + 7{,}06 \cdot 7\,905 \cdot 0{,}99 + 7{,}06 \cdot 7\,476 \cdot 0{,}965 + 3{,}53 \cdot 6\,907 \cdot 0{,}93 + 4{,}7 \cdot 8\,376 = 118 + 55 + 51 + 22{,}6 + 39{,}4 = 286 \ т.$$

Расстояние от равнодействующей усилий во всей напрягаемой арматуре до центра тяжести приведенного сечения составит:

$$e_o = 0{,}8 - \frac{118 \cdot 0{,}1 + 55 \cdot 0{,}28 + 51 \cdot 0{,}68 + 22{,}6 \cdot 0{,}93 + 39{,}4 \cdot 1{,}35}{286} = 0{,}8 - 0{,}475 = 0{,}325 \ м = 32{,}5 \ см.$$

Находим величину $\sigma_б$:

на уровне центра тяжести сечения ($y = 0$) —

$$\sigma_б = \frac{N_o}{F_{бп}} = \frac{286\,000}{3\,344} = 85{,}5 \ кг/см^2,$$

на уровне примыкания полки к ребру ($y = 36{,}5 \ см$) —

$$\sigma_б = \frac{N_o}{F_{бп}} - \frac{N_o e_o}{J_{бп}} y = 85{,}5 - \frac{286\,000 \cdot 32{,}5}{7\,730\,000} 36{,}5 = 42 \ кг/см^2.$$

Определяем главные напряжения по формуле (21).

на уровне центра тяжести сечения —

$$\sigma_x = \sigma_б = 85{,}5 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{гр} = \frac{\sigma_б}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_б}{2}\right)^2 + \tau^2} = 42{,}75 - \sqrt{42{,}75^2 + 37{,}3^2} = 42{,}75 - 56{,}5 = -13{,}8 \ кг/см^2;$$

$$13{,}8 \ кг/см^2 < 1{,}5 R_{ру} = 30 \ кг/см^2;$$

на уровне примыкания полки к ребру —

$$\sigma_x = \sigma_б + \frac{M^н}{J_{бп}} y = 42 + \frac{6\,944\,000 \cdot 32{,}5}{7\,730\,000} = 71 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{гр} = \frac{71}{2} - \sqrt{\left(\frac{71}{2}\right)^2 + 32^2} = 35{,}5 - 48 = -12{,}5 \ кг/см^2.$$

4. Расчет прочности балки в стадии ее изготовления, транспортирования и монтажа

В соответствии с заданными условиями балку рассчитываем в предположении ее работы на собственный вес, как консоли с вылетом $l = 2{,}5$ *м* и прочности бетона $R' = R$. Момент от расчетных нагрузок от собственного веса балки $P = 910$ *кг/пог. м* с учетом коэффициента перегрузки 1,1 и коэффициента динамичности 1,5 в соответствии с требованиями п. 43 НиТУ 123-55 составляет:

$$M = -\frac{1{,}1 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}91 \cdot 2{,}5^2}{2} = 4{,}7 \ тм.$$

Определяем величину A_0 по формуле (75) приложения 1:

$$A_0 = \frac{\Sigma F_н (\sigma_0 - \sigma_п)(h_0' - a_н) + M + M_{осл}}{bh_0'^2 R_{иу}},$$

где $M_{осл}$ — изгибающий момент условного усилия в бетоне, заполняющем каналы, относительно центра тяжести арматуры $F_н'$.

Площадь поперечного сечения одного канала $f_{осл} = 19{,}65$ *см*^{2};

$$N_{осл} = R_{иу} f_{осл} = 315 \cdot 19{,}65 = 6200 кг,$$

где $R_{иу} = 315$ *кг/см*^{2} — прочность на сжатие при изгибе при проверке предварительного обжатия бетона марки 500, принятая согласно п. 4 табл. 4.

$M_{осл} = 6 \cdot 6200(135 - 10) + 2 \cdot 6\,200(135 - 28) + 6\,200(135 - 41{,}5) = 65{,}5 \ тм.$

Напряжение в арматуре σ_0 принимаем с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона. Напряжения в пучках, расположенных в растянутой зоне (пучки № 1, 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10 и 11), в соответствии с п. 45, 45,в *В* уменьшаются на величину

$$\sigma_п = \frac{F_{рн}}{F_н} 3\,000 = \frac{5}{9} 3000 = 1\,666 \ кг/см^2,$$

где $\frac{F_{рн}}{F_н}$ — отношение площади сечения пучков растянутой зоны, без учета последней натягиваемой группы пучков, к площади всех пучков растянутой зоны.

Находим значения $(\sigma_0 - \sigma_п)$ для пучков:

№ 8, 9, 10 и 11

$$\sigma_0 - \sigma_п = 11\,172 - 1\,666 = 9{,}506 \ кг/см^2;$$

№ 4 и 5

$$\sigma_0 - \sigma_п = 10\,648 - 1\,666 = 8\,982 \ кг/см^2;$$

№ 2 и 3

$$\sigma_0 - \sigma_п = 10\,172 - 1\,666 = 8\,506 \ кг/см^2;$$

№ 1

$$\sigma_0 - \sigma_п = 9\,540 - 1\,666 = 7\,874 \ кг/см^2.$$

Подсчитываем изгибающий момент усилия в пучках растянутой зоны относительно центра тяжести арматуры сжатой зоны

$$\Sigma F_{нi}\,(\sigma_o-\sigma_п)\,(h'_o-a_{нi})=14{,}12\cdot 9\,506\,(135-10)+7{,}06\cdot 8\,982\,(135-10)+$$
$$+7{,}06\cdot 8\,506\,(135-28)+3{,}53\cdot 7\,874\,(135-41{,}5)=337\ тм;$$

$$A_o=\frac{337+4{,}7+65{,}5}{0{,}15\cdot 1{,}35^2\cdot 3\,150}=0{,}475.$$

Определяем значение $A_{омакс}$ по формуле:

$$A_{омакс}=\frac{0{,}8S_o}{bh'^2_o}=\frac{0{,}8\,(30\cdot 20\cdot 125+\frac{15\cdot 15}{2}\cdot 110+13\cdot 115\cdot 57{,}5)}{15\cdot 135^2}=$$
$$=0{,}545.$$

Так как $A_o=0{,}475<A_{омакс}=0{,}545$, т. е. удовлетворено условие (75) приложения 1, то прочность сжатой зоны бетона достаточна.

Для выяснения, достаточна ли площадь сечения арматуры $F'_н$, работающей в данном случае в качестве растянутой, определяем значения $A_{осв}$ и $\alpha_{св}$ по формулам:

$$A_{осв}=\frac{0{,}8S_{св}}{bh'^2_o}=\frac{0{,}8\,(15\cdot 20\cdot 125+7{,}5\cdot 15\cdot 110)}{15\cdot 135^2}=0{,}146;$$

$$\alpha_{св}=\frac{0{,}8F_{св}}{bh'_o}=\frac{0{,}8\,(15\cdot 20+7{,}5\cdot 15)}{15\cdot 135}=0{,}163.$$

По величине $A_{oI}=A_o-A_{осв}=0{,}475-0{,}146=0{,}329$ и таблице приложения 1 находим значение $\alpha_I=0{,}415$.

Проверяем условие (79) приложения 1 с учетом ослабления сечения каналами для пучков арматуры:

$$F'_н\geqslant\frac{R_{иу}\,(\alpha_I+\alpha_{св})\,bh'_o-\Sigma F_н\,(\sigma_o-\sigma_п)-N_{осл.}}{R_{ну}},$$

где $\Sigma F_н\,(\sigma_o-\sigma_п)=14{,}12\cdot 9\,506+7{,}06\cdot 8\,982+7{,}06\cdot 8\,506+3{,}53\cdot 7\,874=$
$=134{,}6+63{,}4+60{,}0+27{,}8=285{,}6\ т;$
$N_{осл}=9\cdot 6\,200=55{,}8\ т;$

$$F'_н=\frac{315\,(0{,}415+0{,}163)\cdot 15\cdot 135-285\,600-55\,800}{9\,500}=2{,}8\ см^2<4{,}7\ см^2,$$

т. е. принятая площадь сечения арматуры $F'_н$ достаточна.

5. Расчет трещиностойкости балки при ее работе на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже

Изгибающий момент от нормативной нагрузки (собственного веса балки) с учетом коэффициента динамичности 1,5, определяем по величине изгибающего момента, вычисленного ранее от расчетных нагрузок:

$$M^н=\frac{M}{1{,}1}=\frac{4{,}7}{1{,}1}=4{,}26\ тм.$$

Находим величину момента сопротивления приведенного сечения $W_б$ с учетом пластических свойств бетона. Для этого определяем положение

нулевой линии по формуле (3) приложения 2. Значение $S_и$ — статического момента приведенной площади относительно верхней грани сечения балки:

$$F_и = F_{бп} - [(70 - 15)\,15 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 - 2 \cdot 9{,}35] = 3\,344 - 872 = 2\,542 \text{ см}^2;$$

$$S_и = 20 \cdot 15 \cdot 130 + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 115 + 15 \cdot 140 \cdot 70 - 9 \cdot 4{,}15 \cdot 122{,}5 = 194\,300 \text{ см}^3;$$

$$F_{уш} = 15\,(70 - 15) + 7{,}5 \cdot 8{,}5 = 889 \text{ см}^2;$$

$$F_{осл} = 2 \cdot 9{,}35 = 18{,}7 \text{ см}^2;$$

$$h - x = \frac{S_и}{F_и + \dfrac{F_{уш} - F_{осл}}{2}} = \frac{194\,300}{2\,542 + \dfrac{889 - 10}{2}} = 65 \text{ см};$$

$$x = 140 - 65 = 75 \text{ см}.$$

Вычисляем значения:

$J_с$ — момента инерции сжатой части сечения балки относительно нулевой линии:

$$J_с = \frac{30 \cdot 20^3}{12} + 30 \cdot 20 \cdot 65^2 + 2\frac{7{,}5 \cdot 15^3}{36} + 7{,}5 \cdot 15 \cdot 50^2 + \frac{15 \cdot 55^3}{3} -$$

$$- 4{,}15\,(3 \cdot 69{,}5^2 + 3 \cdot 60{,}5^2 + 51{,}5^2 + 42{,}5^2 + 33{,}5^2) = 3\,544\,000 \text{ см}^4;$$

$S_р$ — статического момента растянутой части приведенного сечения относительно нулевой линии:

$$S_р = (70 - 15)\,15 \cdot 57{,}5 + 7{,}5 \cdot 8{,}5 \cdot 47{,}2 + 15 \cdot 65 \cdot 32{,}5 - 2 \cdot 9{,}35 \cdot 60 =$$
$$= 81\,100 \text{ см}^3.$$

Значение $W_б$ вычисляем по формуле (16):

$$W_б = \frac{2I_с}{h - x} + S_р = \frac{2 \cdot 3\,544\,000}{65} + 81\,100 = 190\,100 \text{ см}^3.$$

Определяем расстояние нижней ядровой точки до центра тяжести приведенного сечения по формуле:

$$r_{ян} = \frac{W'_о}{F_{бп}};$$

$$W'_о = \frac{I_{бп}}{y'} = \frac{7\,730\,000}{60} = 128\,800 \text{ см}^3;$$

$$r_{ян} = \frac{128\,800}{3\,344} = 38{,}5 \text{ см}.$$

Проверяем условие (13):

$$M^я_в + M^я_{об} \leqslant R_{ру} W_б;$$

$$M^я_в = M^н = 4{,}26 \text{ тм};$$

$$M^я_{об} = N_о\,(e_о - r_{ян}) = 391{,}2\,(0{,}471 - 0{,}385) = 33{,}6 \text{ тм},$$

где $N_о$ и $e_о$ — соответственно равнодействующая усилий во всей напрягаемой арматуре и расстояние от равнодействующей до центра тяжести приведенного сечения.

Значения $N_о$ и $e_о$ были вычислены ранее при определении величины $\sigma_б$ для вычисления потерь от ползучести бетона.

$$R_{ру} W_б = 20 \cdot 190\,100 = 38 \text{ тм};$$

$$M^я_в + M^я_{об} = 4{,}26 + 33{,}6 = 37{,}86 \text{ тм} < 38 \text{ тм}.$$

6. Определение усилия, контролируемого при натяжении арматуры

В соответствии с указаниями приложения 5 учитываем снижение величины предварительного напряжения от неодновременного натяжения арматуры.

Всю предварительно напряженную арматуру подразделяем на следующие группы в порядке очередности натяжения пучков:

1-я группа — пучки № 1, 2 и 3;
2-я группа — „ „ 6 и 7;
3-я „ — „ „ 4 и 5;
4-я „ — „ „ 8, 9, 10 и 11.

а) Определяем среднее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 1, 2, и 3 от силы натяжения в пучках № 6 и 7.

Напряжение σ_0 в пучках № 6 и 7 при учете потерь, происходящих до обжатия бетона, равно $\sigma_0 = 11\,172$ *кг/см²*.

Суммарное усилие в пучках № 6 и 7:

$$N_0 = 4{,}7 \cdot 11\,172 = 52\,000 \text{ кг}.$$

Напряжение $\Delta\sigma_б$ в опорном сечении. Предварительно определяем расстояние от центра тяжести сечения пучков № 1, 2 и 3 до нижней грани балки, для чего используем ранее найденные значения расстояний для отдельных пучков, подсчитанные при определении главных напряжений в сечении балки у грани опоры:

$$y = \frac{2 \cdot 99 + 135}{3} = 111 \text{ см}.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести пучков № 1, 2, и 3 равно:

$$111 - 79 = 32 \text{ см}.$$

Тогда

$$\Delta\sigma_б = \frac{52\,000}{4\,748} + \frac{52\,000 \cdot 56}{8\,739\,000} \cdot 32 = 22 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение $\Delta\sigma_б$ для сечения в середине пролета.

$$\Delta\sigma_б + \frac{52\,000}{3\,344} - \frac{52\,000 \cdot 55}{7\,730\,000} \cdot 47{,}5 = -2 \text{ кг/см}^2.$$

Среднее напряжение $\Delta\sigma_{бср} = \frac{22 - 2}{2} = 10 \text{ кг/см}^2$.

б) Определяем средние напряжения в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 1, 2 и 3 и пучков № 6 и 7 от силы натяжения в пучках № 4 и 5:

Напряжение σ_0 в пучках № 4 и 5 равно $\sigma_0 = 10\,648$ *кг/см²*;

$$N_0 = 7{,}06 \cdot 10\,648 = 75\,500 \text{ кг}.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 1, 2 и 3:

в опорном сечении

$$\sigma_б = \frac{75\,500}{4\,748} - \frac{75\,500 \cdot 25}{8\,739\,000} \cdot 32 = 9 \text{ кг/см}^2;$$

в середине пролета

$$\sigma_б = \frac{75\,500}{3\,344} + \frac{75\,500 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 47{,}5 = 55 \text{ кг/см}^2;$$

среднее $$\Delta\sigma_{бср} = \frac{9 + 55}{2} = 32 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 6 и 7:
в опорном сечении

$$\Delta\sigma_б = \frac{75\,500}{4\,748} - \frac{75\,500 \cdot 25}{8\,739\,000} \cdot 56 = 3{,}7 \text{ кг/см}^2;$$

в середине пролета

$$\Delta\sigma_б = \frac{75\,500}{3\,344} - \frac{75\,500 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 55 = 15 \text{ кг/см}^2;$$

среднее $$\Delta\sigma_{бср} = \frac{3{,}7 - 15}{2} = 5{,}65 \text{ кг/см}^2.$$

в) Определяем средние напряжения в бетоне на уровне центров тяжести сечения пучков 1-й, 2-й и 3-й групп от силы натяжения в пучках № 8, 9 и 11.

Напряжение σ_0 в пучках № 8, 9, 10 и 11 равно $\sigma_0 = 11\,172$ кг;

$$N_0 = 4 \cdot 3{,}53 \cdot 11\,172 = 158\,000 \text{ кг}.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 1, 2 и 3:
в опорном сечении:

$$\Delta\sigma_б = \frac{158\,000}{4\,748} - \frac{158\,000 \cdot 70}{8\,739\,000} \cdot 32 = -7 \text{ кг/см}^2;$$

в середине пролета:

$$\Delta\sigma_б = \frac{158\,000}{3\,344} + \frac{158\,000 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 47{,}5 = 115 \text{ кг/см}^2;$$

среднее $$\Delta\sigma_{бср} = \frac{115 - 7}{2} = 54 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 6 и 7:
в опорном сечении

$$\Delta\sigma_б = \frac{158\,000}{4\,748} - \frac{158\,000 \cdot 70}{8\,739\,000} \cdot 56 = -37{,}6 \text{ кг/см}^2;$$

в середине пролета

$$\Delta\sigma_б = \frac{158\,000}{3\,341} - \frac{158\,000 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 56 = -32{,}7 \text{ кг/см}^2;$$

среднее $$\Delta\sigma_{бср} = -\frac{37{,}6 + 32{,}7}{2} = -35{,}0 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести пучков № 4 и 5:

в опорном сечении

$$\Delta\sigma_б = \frac{158\,000}{4\,748} + \frac{158\,000 \cdot 70}{8\,739\,000} \cdot 25 = 65 \ кг/см^2;$$

в середине пролета

$$\Delta\sigma_б = \frac{158\,000}{3\,344} + \frac{158\,000 \cdot 70}{7\,730\,000} \cdot 70 = 147 \ кг/см^2;$$

среднее $$\Delta\sigma_{бср} = \frac{147 + 65}{2} = 106 \ кг/см^2.$$

Требуемую величину дополнительного натяжения пучков определяем согласно приложению 5:

В пучках № 1, 2 и 3:

$$\Sigma\Delta\sigma_{бср} = 10 + 32 + 54 = 96 \ кг/см^2;$$
$$n\Sigma\Delta\sigma_{бср} = 4{,}4 \cdot 96 = 424 \ кг/см^2;$$

в пучках № 4 и 5

$$\Sigma\Delta\sigma_{бср} = 106 \ кг/см^2;$$
$$n\Sigma\Delta\sigma_{бср} = 4{,}4 \cdot 106 = 465 \ кг/см^2;$$

в пучках № 6 и 7

$$\Sigma\Delta\sigma_{бср} = -5{,}65 - 35 = -40{,}65 \ кг/см^2,$$

т. е. дополнительное натяжение не требуется;
в пучках № 8, 9, 10 и 11 дополнительное натяжение не требуется, так как они натягиваются в последнюю очередь.

Определяем напряжения и усилия, контролируемые при натяжении арматуры.

Величину контролируемого напряжения определяем по формуле (5):

$$\sigma_н = \sigma_о - n\sigma_б,$$

где $\sigma_б$ — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести соответствующих пучков от равнодействующей силы натяжения всех пучков.

Величина равнодействующей $N_о$ при учете потерь, происходящих до обжатия бетона, была определена ранее:

$$N_о = 391{,}2 \ т.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести соответствующих пучков определяем по формуле (7):

$$\sigma_б = \frac{N_о}{F_{бп}} \pm \frac{N_о e_о}{J_{бп}} y = \frac{391\,200}{3\,344} \pm \frac{391\,200 \cdot 47{,}1}{7\,730\,000} y = 117 \pm 2{,}37\,y;$$

на уровне центра тяжести пучка № 1 ($y = 38{,}5$ *см*)

$$\sigma_б = 117 + 2{,}38 \cdot 38{,}5 = 209 \ кг/см^2;$$

на уровне центра тяжести пучков № 2 и 3 ($y = 52$)

$$\sigma_б = 117 + 2{,}38 \cdot 52 = 241 \ кг/см^2;$$

на уровне центра тяжести пучков № 4 и 5 ($y = 70$ *см*)

$$\sigma_б = 117 + 2{,}38 \cdot 70 = 283 \ кг/см^2;$$

на уровне центра тяжести пучков № 6 и 7 ($y = 55$ *см*)

$$\sigma_б = 117 - 2{,}38 \cdot 55 = -13 \ кг/см^2;$$

на уровне центра тяжести пучков № 8, 9, 10 и 11

$$\sigma_б = 283 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем величину контролируемого напряжения.

В пучке № 1

$$\sigma_н = 11\,900 - 4{,}4 \cdot 209 = 10\,980 \text{ кг/см}^2,$$

при учете неодновременного натяжения пучков, величина контролируемого напряжения пучка № 1 должна быть принята равной:

$$10\,980 + 424 = 11\,404 \text{ кг/см}^2;$$

усилие:

$$N_1 = 11\,404 \cdot 3{,}53 = 40\,500 \text{ кг}.$$

Для пучков № 2 и 3

$$\sigma_н = 11\,900 - 4{,}4 \cdot 241 = 10\,840 \text{ кг/см}^2;$$

контролируемое напряжение составит:

$$10\,840 + 424 = 11\,264 \text{ кг/см}^2;$$

усилие:

$$N_2 = N_3 = 11\,264 \cdot 3{,}53 = 40\,000 \text{ кг}.$$

В пучках № 4 и 5 соответственно:

$$\sigma_н = 11\,900 - 4{,}4 \cdot 283 = 10\,650 \text{ кг/см}^2,$$

контролируемое напряжение:

$$10\,650 + 465 = 11\,115 \text{ кг/см}^2,$$

усилие:

$$N_4 = N_5 = 11\,115 \cdot 3{,}53 = 39\,000 \text{ кг}.$$

В пучках № 6 и 7

$$\sigma_н = 11\,900 + 4{,}4 \cdot 13 = 11\,960 \text{ кг/см}^2,$$

усилие:

$$N_6 = N_7 = 11\,960 \cdot 2{,}35 = 25\,700 \text{ кг}.$$

В пучках № 8, 9, 10 и 11

$$\sigma_н = 11\,900 - 4{,}4 \cdot 283 = 10\,650 \text{ кг/см}^2;$$

усилие:

$$N_8 = N_9 = N_{10} = N_{11} = 10\,650 \cdot 3{,}53 = 37\,500 \text{ кг}.$$

7. Расчет торца подкрановой балки на смятие под анкерными колодками

Рассматриваем участок анкеровки нижних пучков (№ 8 и 10) или (№ 9 и 11) (см. рис. 7).

Нагрузка на одну колодку от пучка из 18 стержней ∅ 5 *мм* (для указанных пучков) составляет $N_8 = N_9 = N_{10} = N_{11} = 37{,}5$ *т*.

Расчетная нагрузка от двух пучков

$$N_{см} = 37{,}5 \cdot 2 = 75{,}0 \text{ т}.$$

Площадь сечения двух каналов при $d = 50$ *мм*

$$f = 2 \cdot 3{,}14 \frac{5^2}{4} = 39 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь для двух анкерных колодок нижних пучков (№ 8 и 10 или № 9 и 11), принимаемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с центром тяжести площади смятия под колодками, составит:

$$F = 11 \cdot 20 - f = 220 - 39 = 181 \text{ см}^2.$$

Площадь смятия составит

$$F_{см} = 2 \cdot 3{,}14 \frac{9^2}{4} - f = 127 - 39 = 88 \text{ см}^2.$$

В соответствии с указаниями п. 48 значение коэффициента $\theta = 4 - 3\eta =$

$$= 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}} = 4 - 3\sqrt{\frac{88}{181}} = 1{,}9.$$

Значение коэффициента косвенного армирования $\mu_к$ определим из выражения:

$$N_{см} \leqslant \theta R_{пру} F_{см} + \mu_к R_{ау} F_я,$$

подставив в него значения $R_{пру}$ согласно указанию п. 17 табл. 4 и $R_{ау}$ согласно указанию п. 19 табл. 7 „а" для стали марки 25Г2С

$$75\,000 = 1{,}9 \cdot 250 \cdot 88 + \mu_к \cdot 3\,400 \cdot 8 \cdot 17;$$

$$\mu_к = \frac{75\,000 - 41\,600}{3\,400 \cdot 8 \cdot 17} = \frac{33\,400}{463\,000} = 0{,}072.$$

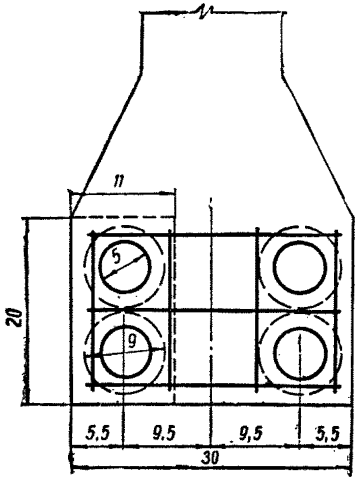


Рис. 86

Задавшись расположением стержней в сетке (см. рис. 86) и приняв расстояние между сетками 4,5 *см*, определяем требуемый диаметр стержней.

$$\mu_к = \frac{n_1 l_1 f_1 + n_2 l_2 f_2}{l_1 l_2 h} =$$

$$= \frac{3 \cdot 8 \cdot f_1 + 2 \cdot 17 \cdot f_1}{8 \cdot 17 \cdot 4{,}5} = 0{,}072;$$

$$f_1 = \frac{0{,}072 \cdot 8 \cdot 17 \cdot 4{,}5}{58} = 0{,}76 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни ∅ 10 *мм* ($f_1 = 0{,}785$ *см*^{2}).

Армирование торца выполняется пятью сетками: первая сетка устанавливается на расстоянии 2 *см* от торца балки, последующие с шагом 4,5 *см*.

Расчет бетона на смятие под анкерными колодками остальных пучков балки производится аналогичным способом, как и для пучков № 8 и 10 или № 9 и 11.

ПРИМЕР 7.

Дано. Двухпустотный настил шириной 1 *м* и высотой 22 *см* армирован предварительно напряженными элементами (брусками); геометрические размеры поперечного сечения, преобразованного в эквивалентное двутавровое сечение, показаны на рис. 9; бетон настила марки 150 (по табл. 4 $R_{ру} = 8$ *кг/см*^{2}; по табл. 3 НиТУ 123-55 $E_б^н = 240\,000$ *кг/см*^{2});

бетон предварительно напряженных брусков марки 400 (по табл. 3 $R_{руб}=18$ *кг/см²*; по табл. 3 НиТУ 123-55 $E^{н}_{бб}=380\,000$ *кг/см²*), общая площадь поперечного сечения брусков $F_{бб}=91$ *см²*; бруски армированы холоднотянутой стальной проволокой периодического профиля (по ГОСТ 8480-57), 18 проволок $\varnothing$ 4 *мм*, $F_{н}=2{,}25$ *см²*; нормативное сопротивление проволоки по табл. 3, $R^{н}_{н}=16\,000$ *кг/см²*; момент от нормативной нагрузки $M^{н}=2\,850$ *кгм*.

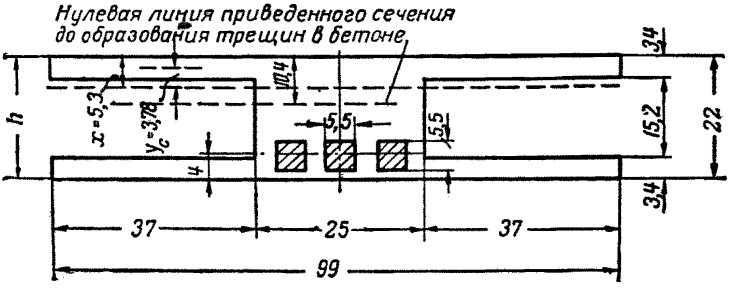


Рис. 9.

Требуется. Определить момент образования трещин в стадии эксплуатации настила:

а) в бетоне, окружающем бруски и не подвергаемом предварительному напряжению;

б) в бетоне предварительно напряженных элементов.

Расчет. Находим отношение модулей упругости арматуры и бетона, приведенную площадь и статический момент сечения настила:

$$n_1=\frac{E^{н}_{а}}{E^{н}_{б}}=\frac{1\,800\,000}{240\,000}=7{,}5;\quad n_2=\frac{E^{н}_{бб}}{E^{н}_{б}}=\frac{380\,000}{240\,000}=1{,}58;$$

$$F_{св}=74\cdot 3{,}4=252\ см^2;$$

$$F_{бц}=25\cdot 22+252+91\ (1{,}58-1)+2{,}25\cdot 7{,}5+252=550+504+70=$$
$$=1\,124\ см^2.$$

При подсчете статического момента приведенного поперечного сечения принимаем, что его центр тяжести расположен на половине высоты сечения [1]; в этом случае получим:

$$S_{пр}=550\cdot 11+252\cdot 20{,}3+252\cdot 1{,}7+70\cdot 4=11\,880\ см^3.$$

Определяем положение нулевой линии приведенного сечения и все его характеристики, необходимые для подсчета момента образования трещин в ненапрягаемом бетоне:

$$F_{и}=F_{бп}-F_{уш}=1\,124-252-70=802\ см^2;$$
$$S_{и}=S_{пр}-252\cdot 1{,}7-70\cdot 4=11\,175\ см^3.$$

---

[1]) Для рассматриваемого сечения принятое допущение о положении центра тяжести дает незначительную погрешность, которой можно пренебречь.

По формуле (3) приложения 2:

$$h-x=\frac{S_{\text{и}}}{F_{\text{и}}+\frac{F_{\text{уш}}-F_{\text{осл}}}{2}}=\frac{11\,175}{802+\frac{322}{2}}=11{,}6\ см;$$

$$x=22-11{,}6=10{,}4\ см;$$

$$J_c=\frac{25\cdot 10{,}4^3}{3}+\frac{74\cdot 3{,}4^3}{12}+252\,(10{,}4-1{,}7)^2=28\,710\ см^4;$$

$$F_{\text{р}}=25\cdot 11{,}6+252+70=612\ см^2;$$

$$S_{\text{р}}=25\cdot 11{,}6\cdot 5{,}8+252\,(11{,}6-1{,}7)+70\,(11{,}6-4)=4\,710\ см^3;$$

по формуле (16)

$$W_{\text{б}}=\frac{2I_{\text{с}}}{h-x}+S_{\text{р}}=\frac{2\cdot 28\,710}{11{,}6}+4\,710=9\,660\ см^3.$$

Проверяем условие (13):

$$M^{\text{н}}_{\text{в}}\pm M^{\text{н}}_{\text{об}}\leqslant R_{\text{ру}}\,W_{\text{б}},\ \text{где}\ M^{\text{н}}_{\text{об}}=0;$$

$$R_{\text{ру}}W_{\text{б}}=8\cdot 9\,660=77\,280\ кгсм\approx 773\ кгм<2850=M^{\text{н}}_{\text{в}}=M^{\text{н}}.$$

Результаты расчета показывают, что в стадии эксплуатации ненапрягаемый бетон настила будет иметь трещины.

Определяем момент образования трещин в предварительно напряженных брусках, арматура которых при натяжении на упоры имела контролируемое напряжение

$$\sigma_0=0{,}65\cdot 16\,000=10\,400\ кг/см^2,$$

а прочность и модуль упругости бетона при его предварительном обжатии составляли:

$$R'=0{,}9R=360\ кг/см^2;$$

$$E^{\text{н}}_{\text{бб}}=380\,000\ кг/см^2;\qquad n=\frac{1\,800\,000}{380\,000}=4{,}75.$$

Потери предварительного напряжения арматуры, происходящие до обжатия бетона, равны потерям предварительного напряжения от релаксации напряжений арматуры согласно п. 3 табл. 8

$$0{,}05\cdot\sigma_0=0{,}05\cdot 10\,400=520\ кг/см^2.$$

Определяем предварительное напряжение бетона, необходимое для подсчета потерь от ползучести бетона:

$$\sigma_{\text{б}}=\frac{F_{\text{н}}\sigma_0}{F_{\text{бб}}+nF_{\text{н}}}=\frac{2{,}25\cdot(10\,400-520)}{91+4{,}75\cdot 2{,}25}=218\ кг/см^2>0{,}5\ R'=$$
$$=0{,}5\cdot 360=180\ кг/см^2;$$

потери предварительного напряжения арматуры от ползучести бетона согласно п. 2 табл. 8 составят:

$$\frac{kE_{\text{а}}R}{E^{\text{н}}_{\text{б}}R'}\left[\sigma_{\text{б}}+3R'\left(\frac{\sigma_{\text{б}}}{R'}-0{,}5\right)\right]=\frac{1\cdot 1\,800\,000\cdot 400}{380\,000\cdot 360}\left[218+\right.$$

$$\left.+3\cdot 360\left(\frac{218}{360}-0{,}5\right)\right]=1\,780\ кг/см^2.$$

Потери предварительного напряжения от усадки бетона, согласно п. 1 табл. 8, равны 400 *кг/см²*.

Определяем напряжение в арматуре σ_0 за вычетом всех потерь:

$$\sigma_0 = 10\,400 - 1\,780 - 400 - 520 = 10\,400 - 2\,700 = 7\,700 \text{ кг/см}^2.$$

Положение нулевой линии в сечении настила после образования трещин в ненапрягаемом бетоне определяем по формуле (4) приложения 2:

$$h - x = \frac{S_{сп}}{F_c + \frac{F_p}{2}},$$

где F_p — приведенная площадь предварительно напряженных брусков, равная:

$$F_p = n_2 (F_{бб} + nF_н) = 1{,}58\,(91 + 4{,}75 \cdot 2{,}25) = 161 \text{ см}^2;$$

F_c — площадь сжатой зоны настила;

$S_{сп}$ — статический момент сжатой зоны настила относительно его крайнего растянутого волокна.

Предположим, что нулевая линия пересекает стенку сечения на расстоянии x от верхней грани, тогда:

$$F_c = 25x + F_{св} = 25x + 252;$$

$$S_{сп} = 25x\left(22 - \frac{x}{2}\right) + 252\,(22 - 1{,}7) = 25 \cdot 22x - \frac{25x^2}{2} + 5\,130;$$

по формуле (4) приложения 2 получим:

$$22 - x = \frac{22 \cdot 25x - \frac{25x^2}{2} + 5\,130}{25x + 252 + \frac{161}{2}};$$

$$0{,}5x^2 + 13{,}3x - 89 = 0;$$

$$x = -13{,}3 \pm \sqrt{13{,}3^2 + 4 \cdot 0{,}5 \cdot 89} = -13{,}3 \pm 18{,}8;$$

$$x = 5{,}3 \text{ см} > 3{,}4 \text{ см},$$

т. е. нулевая линия проходит в стенке сечения.

Находим момент инерции J_c и статический момент S_c сжатой зоны и расстояние от нулевой линии до равнодействующей усилий сжатой зоны y_c:

$$J_c = \frac{74 \cdot 3{,}4^3}{12} + 74 \cdot 3{,}4\,(5{,}3 - 1{,}7)^2 + \frac{25 \cdot 5{,}3^3}{3} = 4\,743 \text{ см}^4;$$

$$S_c = 25 \cdot 5{,}3 \cdot 2{,}65 + 74 \cdot 3{,}4\,(5{,}3 - 1{,}7) = 1\,255 \text{ см}^3;$$

$$y_c = \frac{4\,743}{1\,255} = 3{,}78 \text{ см}.$$

Плечо внутренней пары сил составит:

$$z = h - x - a_б + y_c = 22 - 5{,}3 - 4{,}0 + 3{,}78 = 16{,}48 \text{ см}.$$

Усилие в брусках при образовании в них трещин и коэффициенте точности натяжения арматуры $m_т = 0{,}9$ по формуле (12) составит:

$$N_{бр} = F_{бб} R_{руб} + F_н\,(m_т \sigma_0 + 300) = 91 \cdot 18 + 2{,}25\,(0{,}9 \cdot 7\,700 + 300) = 17\,740 \text{ кг}.$$

Момент образования трещин в брусках изгибаемого настила

$$M^н_{об} = N_{бр} z = 17\,740 \cdot 16{,}48 = 2\,930 \text{ кгм} > 2850 \text{ кгм}.$$

В стадии эксплуатации настила при нормативных нагрузках трещиностойкость предварительно напряженных брусков обеспечена.

ПРИМЕР 8

Дано. Однопролетная предварительно напряженная железобетонная подстропильная балка с расчетным пролетом 11,7 *м* должна воспринять нагрузку в виде сосредоточенного груза P, расположенного в середине пролета (общий вид балки показан на рис. 10). Расчетная нагрузка $P = 73\ т$; нормативная нагрузка $P^{н} = 62\ т$.

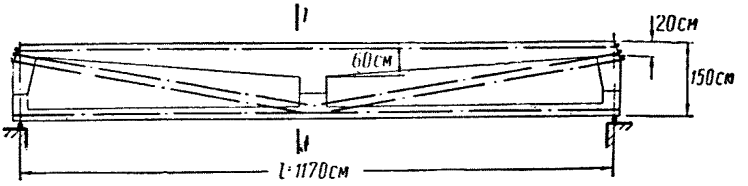


Рис. 10.

Предварительно напряженная арматура выполняется из пучков высокопрочной круглой проволоки ∅ 5 *мм* (по ГОСТ 7348-55), причем верхняя арматура принята из одного пучка, а нижняя — из шести пучков, состоящих из 18 проволок каждый ($F_{н} = 21{,}18\ см^2$, $F'_{н} = 3{,}52\ см^2$). Бетон для балки принят марки 400, приготовляемый по группе Б (см. примечание 2 к табл. 4).

Натяжение арматуры производится на бетон после достижения им проектной прочности (т. е. $R' = R = 400\ кг/см^2$).

Характеристика арматуры и бетона:

по табл. 3 $R^{н}_{н} = 17\,000\ кг/см^2$;

по табл. 7 $R_{ну} = 9\,500\ кг/см^2$ (для растянутой арматуры);

$R_{ну} = 6\,700\ кг/см^2$ (для растянутой арматуры при расчете по поперечной силе);

$R_{ну} = 3\,600\ кг/см^2$ (для арматуры, расположенной в сжатой зоне балки);

Согласно п. 15 $E_a = 1\,800\,000\ кг/см^2$;

по табл. 4 $R_{уу} = 210\ кг/см^2$;

$R_{иу} = 250\ кг/см^2$ (при проверке предварительного обжатия бетона);

$R_{ру} = 18\ кг/см^2$;

по табл. 3, НиТУ 123-55 $E^{н}_{б} = 380\,000\ кг/см^2$.

Требуется проверить: 1. Прочность балки в стадии эксплуатации при коэффициенте условий работы $m = 1$.

2. Трещиностойкость балки в стадии эксплуатации при коэффициенте точности натяжения арматуры $m_{т} = 0{,}9$.

3. Прочность балки при работе ее на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

4. Трещиностойкость при изготовлении балки, транспортировании и монтаже при $m_{т} = 1$.

5. Прогиб в стадии эксплуатации.

Кроме того, требуется определить величину усилия, контролируемого при натяжении арматуры с учетом неодновременного натяжения пучков.

1. Определение потерь предварительного напряжения и геометрических характеристик поперечного сечения в середине пролета балки

В связи с потерями предварительного напряжения арматуры вследствие релаксации стали и трения в каналах величина наибольшего предварительного напряжения арматуры назначается:

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 0{,}72R_н^н = 0{,}72 \cdot 17\,000 = 12\,200\ кг/см^2.$$

Потери от обжатия двух анкерных колодок и пробок пучка согласно п. 4 табл. 8:

$$2\lambda_2 \frac{E_a}{l} = 2 \cdot 0{,}1 \ \frac{1\,800\,000}{1\,200} = 300\ кг/см^2.$$

Потери от трения арматуры о стенки каналов согласно п. 5, табл. 8:

$$\sigma_н \left(1 - \frac{1}{e^{кх + \theta\mu}}\right).$$

Контролируемое напряжение $\sigma_н$ можно приближенно принять равным $0{,}95\sigma_0$. Тогда

$$\sigma_н = 0{,}95 \cdot 12\,200 = 11\,600\ кг/см^2.$$

При натяжении арматуры с двух концов балки $x = 0{,}5l = 0{,}5 \cdot 12 = 6\ м$. Пренебрегая небольшим участком искривления двух пучков, считаем, что все пучки прямолинейные.

Каналы диаметром 45 *мм* ($F_{отв} = 16\ см^2$) с оболочками из стальных трубок, поэтому $\theta = 0$, $k = 0{,}003$ (по табл. 1 приложения 4).

$$\sigma_н \left(1 - \frac{1}{e^{0{,}018}}\right) = 11\,600 \cdot 0{,}018 = 210\ кг/см^2$$

(значение в скобках определено по табл. 2 приложения 4).

Первые потери напряжений составляют

$$300 + 210 = 510\ кг/см^2.$$

Находим σ_0 с учетом первых потерь

$$\sigma_0 = 12\,200 - 510 = 11\,690\ кг/см^2.$$

Для определения потерь от ползучести бетона вычислим геометрические характеристики сечения в середине пролета балки (см. рис. 11).

Площадь приведенного сечения:

$$F_{бп} = bh + F_{св} + F_{уш} - 7F_{отв} + n(F_н + F_н') = 13 \cdot 150 + 60(20 - 13) + 16(70 + 13) - 7 \cdot 16 + 4{,}75(21{,}18 + 3{,}53) = 1\,950 + 420 + 912 - 112 + 116 = 3\,286\ см^2.$$

Расстояние от растянутой грани сечения до равнодействующей усилий всей напрягаемой арматуры:

$$a_р = \frac{5 \cdot 6 + 1 \cdot 16 + 1 \cdot 144}{7} = 27\ см.$$

Расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_{цт} = \frac{0{,}5bh^2 + F_{св}(h - 0{,}5h_п') + 0{,}5F_{уш}h_п - 7F_{отв}a_р + n(F_н + F_н')a_р}{F_{бп}} =$$

$$= \frac{0{,}5 \cdot 13 \cdot 150^2 + 420\,(150 - 0{,}5 \cdot 60) + 0{,}5 \cdot 912 \cdot 16 - 7 \cdot 16 \cdot 27 + 4{,}75(21{,}18 + 3{,}53) \cdot 27}{3\,286} =$$

$$= 62\ см.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$J_{бп} = \frac{bh^3}{12} + bh\,(0{,}5h - y)^2 + F_{св}\,(h - 0{,}5h'_п - y)^2 + F_{у.ш}\,(y - 0{,}5h_п)^2 -$$

$$- 7F_{отв}\,(y - a_р)^2 + n\,(F_н + F'_н) \cdot (y - a_р)^2 = \frac{13 \cdot 150^3}{12} + 13 \cdot 150\,(75 - 62)^2 +$$

$$+ 420\,(150 - 30 - 62)^2 + 912\,(62 - 8)^2 - 7 \cdot 16\,(62 - 27)^2 + 4{,}75\,(21{,}18 +$$

$$+ 3{,}53) \cdot (62 - 27)^2 \approx 8\,070\,000\ см^4.$$

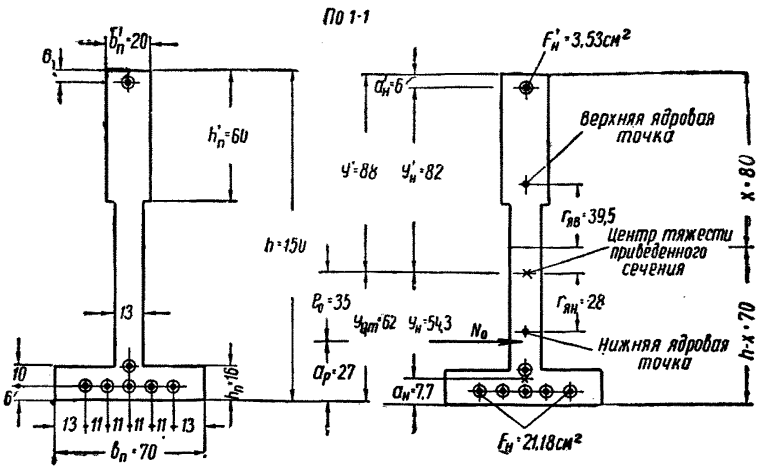


Рис. 11.

Определяем напряжение в бетоне, вызванное предварительным напряжением арматуры, по формуле (7):

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{M_0}{J_{бп}}\,y,$$

где y — в формуле (7) есть расстояние от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующей усилия во всей предварительно напряженной арматуре ($F_н + F'_н$), равное e_0, так как во всех пучках напряжения с учетом потерь одинаковы.

$$e_0 = y_{цт} - a_р = 62 - 27 = 35\ см.$$

По формуле (3) находим:

$$N_0 = F_н\sigma_0 + F'_н\sigma'_0 = (21{,}18 + 3{,}52) \cdot 11\,690 = 289\,000\ кг;$$

$$M_0 = N_0 e_0 = 289\,000 \cdot 35 = 10\,100\,000\ кгсм;$$

$$\sigma_б = \frac{289\,000}{3\,286} + \frac{10\,100\,000}{8\,070\,000} \cdot 35 = 132\ кг/см^2.$$

Так как $\frac{\sigma_б}{R'} = \frac{132}{400} = 0{,}33 < 0{,}5$, при определении потерь от ползучести бетона второе слагаемое в квадратных скобках формулы п. 2 табл. 8 не учитываем.

При высокопрочной проволоке $k = 1$ (см. примечание 2 к табл. 8)

$$\frac{0{,}75kE_a R\sigma_б}{E_б^н R'} = 0{,}75n\sigma_б = 0{,}75 \cdot 4{,}75 \cdot 132 \approx 470 \ кг/см^2.$$

Потери от релаксации высокопрочной арматуры (см. п. 3, табл. 8)

$$0{,}05\sigma_0 + 0{,}2\,(\sigma_0 - 0{,}65\,R_н^н) = 0{,}05 \cdot 12\,200 + 0{,}2\,(12\,200 - 0{,}65 \cdot 17\,000) = 840 \ кг/см^2.$$

Потери от усадки бетона согласно п. 1 табл. 8 равны 300 $кг/см^2$.

Вторые потери, происходящие после обжатия бетона, составляют

$$300 + 470 + 840 = 1\,610 \ кг/см^2.$$

Находим σ_0 и σ_0' при $m_т = 1$ и при учете всех потерь

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 12\,200 - (510 + 1\,610) = 10\,080 \ кг/см^2.$$

Находим σ_0 и σ_0' при $m_т = 0{,}9$ и при учете всех потерь, необходимые при определении трещиностойкости балки в стадии эксплуатации:

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 0{,}9 \cdot 12\,200 - (510 + 1\,610) = 8\,860 \ кг/см^2.$$

2. Расчет на прочность

Напряжение в арматуре $F_н'$ в предельном состоянии при разрушении бетона от сжатия

$$\sigma_c' = R_{ну} - \sigma_0' = 3\,600 - 10\,080 = -6\,480 \ кг/см^2.$$

Положение нейтральной оси определяем из уравнения

$$R_{ну}F_н - \sigma_c'F_н' = R_{иу}b_п'x.$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_{ну}F_н - \sigma_c'F_н'}{R_{иу}\,b_п'} = \frac{9\,500 \cdot 21{,}18 + 6\,480 \cdot 3{,}53}{210 \cdot 20} = 53{,}3 \ см;$$

$x < h_п'$ — нейтральная ось проходит в полке и сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b_п' = 20$ *см*.

Расстояние от растянутой грани сечения до равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны:

$$a_н = \frac{5 \cdot 6 + 1 \cdot 16}{6} = 7{,}7 \ см.$$

Полезная высота сечения

$$h_0 = h - a_н = 150 - 7{,}7 = 142{,}3 \ см.$$

Величина расчетного момента, который может быть воспринят сечением,

$$M = m\left[R_{\text{ну}} b'_{\text{п}} x\left(h_{\text{о}} - \frac{x}{2}\right) + \sigma'_{\text{с}} F'_{\text{н}}\left(h_{\text{о}} - a'_{\text{н}}\right)\right] =$$

$$= 210 \cdot 20 \cdot 53{,}3\left(142{,}3 - \frac{53{,}3}{2}\right) - 6\,480 \cdot 3{,}53\,(142{,}3 - 6) = 22\,800\,000 \text{ кг см}.$$

Величина расчетного момента от внешних расчетных нагрузок $M = M_{\text{св}} + \frac{Pl}{4}$, где $M_{\text{св}} = 14 \text{ тм}$ — расчетный момент в середине пролета от собственного веса балки.

$$M = 14 + \frac{73 \cdot 11{,}7}{4} = 227{,}5 \text{ тм} < 228 \text{ тм}.$$

Сечение сжатой зоны должно удовлетворять условию (41) приложения 1

$$S_{\text{б}} \leqslant 0{,}8\, S_{\text{о}};$$

$$S_{\text{б}} = b'_{\text{п}}\, x\,(h_{\text{о}} - 0{,}5x) = 20 \cdot 53{,}3\,(142{,}3 - 0{,}5 \cdot 53{,}3) = 123\,500 \text{ см}^3;$$

$$S_{\text{о}} = 0{,}5bh_{\text{о}}^2 + F_{\text{св}}\,(h_{\text{о}} - 0{,}5h'_{\text{п}}) = 0{,}5 \cdot 13 \cdot 142{,}3^2 + 420\ (142{,}3 - 30) =$$

$$= 178\,700 \text{ см}^3;$$

$$\frac{S_{\text{б}}}{S_{\text{о}}} = \frac{123\,500}{178\,700} = 0{,}69 < 0{,}8.$$

Расчет наклонного сечения по поперечной силе производим в соответствии с формулой (40) приложения 1:

$$Q \leqslant m\,(R_{\text{ну}} F_{\text{но}} \sin\alpha + Q_{\text{хб}}).$$

В балке приняты двухсрезные хомуты из стали Ст. 3 $\varnothing$ 8 *мм* с шагом 30 *см*.

Предельное усилие в хомутах на единицу длины балки определяем по формуле (38):

$$q_{\text{х}} = R_{\text{ау}} \frac{f_{\text{х}} n}{a} = 1\ 700 \cdot \frac{0{,}503 \cdot 2}{30} = 56{,}7 \text{ кг/см}.$$

Величину поперечной силы $Q_{\text{хб}}$, воспринимаемой совместно бетоном сжатой зоны и вертикальными хомутами, в невыгоднейшем наклонном сечении балки, определяем по формуле (39′):

$$Q_{\text{хб}} = \sqrt{0{,}6 R_{\text{ну}} b h_{\text{о}}^2 q_{\text{х}}} = \sqrt{0{,}6 \cdot 210 \cdot 13 \cdot 142{,}3^2 \cdot 56{,}7} = 43\,400 \text{ кг};$$

$$m\,(R_{\text{ну}} F_{\text{но}} \sin\alpha + Q_{\text{хб}}) = 1 \cdot (6\,700 \cdot 2 \cdot 3{,}53 \cdot 0{,}23 + 43\,400) = 53\,800 \text{ кг}.$$

Расчетная поперечная сила у грани опоры балки

$$Q = 0{,}5\,(P_{\text{св}} + P) = 0{,}5\,(10 + 73) = 41{,}5\, m.$$

Условие соблюдено: $41{,}5\, m < 53{,}8\, m$.

3. Расчет трещиностойкости балки в стадии эксплуатации

Момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_{\text{о}} = \frac{J_{\text{бп}}}{y} = \frac{8\,070\,000}{62} = 130\,000 \text{ см}^3.$$

Расстояние верхней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения определяется по формуле (13′):

$$r_{яв}=\frac{W_o}{F_{бп}}=\frac{130\,000}{3\,286}=39{,}5\ см.$$

Положение нулевой линии определяем по формуле (3) приложения 2:

$$h-x=\frac{S_и}{F_и+\frac{F_{уш}}{2}-\frac{F_{осл}}{2}};$$

$$S_и=0{,}5\,bh^2+F_{св}\,(h-0{,}5\,h'_п)+(nF'_н-F_{отв})\cdot(h-a'_н)=$$

$$=0{,}5\cdot13\cdot150^2+420\,(150—0{,}5\cdot60)+(4{,}75\cdot3{,}53—16)\cdot(150—6)\approx197\,000\ см^3;$$

$$F_и=bh+F_{св}-F_{отв}+nF'_н=13\cdot150+420—16+4{,}75\cdot3{,}53=2\,370\ см^2;$$

$$F_{уш}=912+4{,}75\cdot21{,}18=1\,012\ см^2;$$

$$F_{осл}=6\,F_{отв}=6\cdot16=96\ см^2;$$

$$h-x=\frac{197\,000}{2\,370+\frac{1\,012}{2}-\frac{96}{2}}=70\ см;$$

$$x=h-70=150-70=80\ см.$$

Момент сопротивления приведенного сечения с учетом пластических свойств бетона растянутой зоны определяется по формуле (16):*

$$W_б=\frac{2J_c}{h-x}+S_р.$$

Момент инерции сжатой части приведенного сечения относительно нейтральной оси:

$$J_c=\frac{bx^3}{3}+F_{св}(x-0{,}5h'_п)^2+(nF'_н-F_{отв})(x-a'_н)^2=$$

$$=\frac{13\cdot80^3}{3}+420\,(80-0{,}5\cdot60)^2+(4{,}75\cdot3{,}53-16)\cdot(80-6)^2\approx3\,270\,000\ см^4.$$

Статический момент растянутой части приведенного сечения относительно нейтральной оси:

$$S_р=0{,}5\,b\,(h-x)^2+F_{уш}\,(h-x-0{,}5\,h_п)+(nF_н-6\,F_{отв})\cdot(h-x-a_н)=$$

$$=0{,}5\cdot13\,(150-80)^2+912\,(150-80-8)+(4{,}75\cdot21{,}18-6\cdot16)\times$$

$$\times(150-80-7{,}7)\approx88\,600\ см^3.$$

$$W_б=\frac{2\cdot3\,270\,000}{70}+88\,600=182\,000\ см^3.$$

$$N_o=F_н\sigma_o+F'_н\sigma'_o=(21{,}18+3{,}53)\cdot8\,860=219\,000\ кг.$$

$$z_a=h_o-a'_н=142{,}3-6=136{,}3\ см.$$

$$y'_н=h-y-a_н=150-62-6=82\ см.$$

$$e_o{}^{**}=\frac{F_н\sigma_o z_a}{N_o}-y'_н=\frac{21{,}18\cdot8\,860\cdot136{,}3}{219\,000}-82=35\ см.$$

---

* Значение $W_б$ можно также определить по табл. 11.

** В связи с тем, что во всех пучках напряжения с учетом вторых потерь одинаковы, e_o можно было принять по результатам подсчета его значения при учете первых потерь предварительного напряжения.

Момент сил напрягаемой арматуры относительно верхней ядровой точки

$$M_{об}^{я} = N_0(e_0 + r_{яв}) = 219\,000\,(35 + 39{,}5) = 16\,330\,000 \ кгсм.$$

Момент внешних сил относительно верхней ядровой точки

$$M_{в}^{я} = M_{св} + \frac{P^{н} l}{4} = 12{,}5 + \frac{62 \cdot 11{,}7}{4} = 194 \ тм,$$

где $M_{св} = 12{,}5$ *тм* — нормативный момент от собственного веса балки.

Момент, который может быть воспринят приведенным сечением,

$$R_{ру} W_{б} = 18 \cdot 182\,000 = 3\,280\,000 \ кгсм.$$

Предельное неравенство (13):

$$M_{в}^{я} - M_{об}^{я} \leqslant R_{ру} W_{б};$$

$194 - 163{,}3 = 30{,}7$ *тм* $< 32{,}8$ *тм*, т. е. трещиностойкость балки обеспечена.

Расчет на главные растягивающие напряжения, вызывающие образование наклонных трещин.

Расчетное сечение принято в месте перехода стенки в опорное утолщение:

на уровне центра тяжести приведенного сечения,

на уровне примыкания нижней полки к ребру.

Геометрические характеристики сечения:

$$F_{бп} = 13 \cdot 150 + 20\,(20 - 13) + 16\,(70 - 13) - 7 \cdot 16 + 4{,}75\,(21{,}18 + 3{,}53) \approx \approx 3\,000 \ см^2.$$

$$a_р = \frac{4 \cdot 6 + 110 + 120 + 144}{7} = 57 \ см;$$

$$y_{цт} = \frac{0{,}5 \cdot 13 \cdot 150^2 + 140\,(150 - 10) + 0{,}5 \cdot 912 \cdot 16 - 7 \cdot 16 \cdot 57 + 4{,}75 \cdot 24{,}71 \cdot 57}{3\,000} = 58 \ см;$$

$$J_{бп} = \frac{13 \cdot 150^3}{12} + 13 \cdot 150\,(0{,}5 \cdot 150 - 58)^2 + 140\,(150 - 0{,}5 \cdot 20 - 58)^2 + + 912\,(58 - 0{,}5 \cdot 16)^2 - 7 \cdot 16\,(58 - 57)^2 + 4{,}75 \cdot 24{,}71\,(58 - 57)^2 \approx 7\,450\,000 \ см^4;$$

$$e_0 = y_{цт} - a_р = 58 - 57 = 1 \ см.$$

Скалывающие напряжения в бетоне в момент образования трещин определяем по формулам (17) и (18):

$$\tau = \frac{Q_т S_{бп}}{I_{бп} b},$$

где $Q_т = Q^{н} - Q_{пр}$.

Нормативную поперечную силу от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении приближенно (в запас прочности) принимаем:

$$Q^{н} = 0{,}5\,(Q_{св} + P^{н}) = 0{,}5\,(9 + 62) = 35{,}5 \ т.$$

Поперечную силу от натяжения отогнутой пучковой арматуры принимаем по формуле (19)

$$Q_{пр} = 2\,N_{н} \sin\alpha = 2\,f_{н}\sigma_0 \sin\alpha,$$

где $f_{н} = 3{,}53$ *см*^{2} — сечение одного пучка;

$$\sin\alpha = 0{,}23,$$

где α — угол между осью отогнутой пучковой арматуры и осью балки;

$$Q_{пр} = 2 \cdot 3{,}53 \cdot 8\,860 \cdot 0{,}23 = 14\,400 \text{ кг};$$

$$Q_т = 35{,}5 - 14{,}4 = 21{,}1 \text{ т}.$$

Значение $S_{бп}$ при вычислении τ на уровне центра тяжести приведенного сечения:

$$S_{бп} = 0{,}5b(h-y)^2 + F_{св}(h - y - 0{,}5h'_п) + 3(nf_н - F_{от})(h - y - 25) =$$
$$= 0{,}5 \cdot 13(150 - 58)^2 + 140(150 - 58 - 10) + 3(4{,}75 \cdot 3{,}53 - 16) \times$$
$$\times (150 - 58 - 25) = 66\,600 \text{ см}^3.$$

Значение $S_{бп}$ при вычислении τ на уровне примыкания нижней полки к ребру:

$$S_{бп} = b_п h_п (y - 0{,}5h_п) + 4(nf_н - F_{отв})(y - 6) =$$
$$= 70 \cdot 16(58 - 0{,}5 \cdot 16) + 4(4{,}75 \cdot 3{,}53 - 16)(58 - 6) = 56\,100 \text{ см}^3.$$

Величина τ на уровне центра тяжести приведенного сечения составляет

$$\tau = \frac{21\,100 \cdot 66\,600}{7\,450\,000 \cdot 13} = 14{,}5 \text{ кг/см}^2,$$

а на уровне примыкания нижней полки к ребру

$$\tau = \frac{21\,100 \cdot 56\,100}{7\,450\,000 \cdot 13} = 12{,}3 \text{ кг/см}^2.$$

Допуская малую погрешность, принимаем в рассматриваемом поперечном сечении изгибающий момент от внешней нагрузки равным нулю.

Главные напряжения определяем по формуле (21):

$$\sigma_{гл} = \begin{vmatrix} \sigma_{гс} \\ \sigma_{гр} \end{vmatrix} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2},$$

где $\sigma_x = \sigma_б$, т. е. равняется установившемуся предварительному напряжению в бетоне, подсчитанному по формуле (7):

$$\sigma_б = \frac{N_o}{F_{бп}} \pm \frac{N_o e_o}{J_{бп}} y.$$

На уровне центра тяжести приведенного сечения ($y = 0$) величина $\sigma_б$ равна:

$$\sigma_б = \frac{219\,000}{3\,000} = 73 \text{ кг/см}^2,$$

а на уровне примыкания нижней полки к ребру ($y = 58 - 16 = 42$ см):

$$\sigma_б = \frac{219\,000}{3\,000} + \frac{219\,000 \cdot 1}{7\,450\,000} \cdot 42 = 74{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Главные растягивающие напряжения:

на уровне центра тяжести приведенного сечения:

$$\sigma_{гр} = \frac{73}{2} - \sqrt{\left(\frac{73}{2}\right)^2 + 14{,}5^2} = 36{,}5 - 39{,}4 = -2{,}9 \text{ кг/см}^2 < 1{,}5R_{ру} =$$
$$= 1{,}5 \cdot 18 = 27 \text{ кг/см}^2;$$

на уровне примыкания нижней полки к ребру:

$$\sigma_{гр} = \frac{74{,}2}{2} - \sqrt{\left(\frac{74{,}2}{2}\right)^2 + 12{,}3^2} = 37{,}1 - 39{,}1 = -2 \text{ кг/см}^2 < 27 \text{ кг/см}^2.$$

Главные сжимающие напряжения на уровне примыкания нижней полки к ребру:

$$\sigma_{гс} = 37{,}1 + 39{,}1 = 76{,}2 \ кг/см^2 < 0{,}8\, R_{пру} = 0{,}8 \cdot 170 = 136 \ кг/см^2.$$

Главные напряжения, определенные на уровне примыкания верхней полки к ребру, в данном примере не рассматривались, так как они меньше соответствующих напряжений, определенных на уровне центра тяжести приведенного сечения и на уровне примыкания нижней полки к ребру.

Так как главные напряжения значительно меньше предельно допустимых напряжений, толщину стенки балки можно было бы уменьшить. Однако, в данном случае толщина стенки принята из условия удобства бетонирования балки в вертикальном положении.

4. Расчет прочности балки на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже

Расчет производится в предположении работы балки:

а) на изгиб (как консоли пролетом $l = 6$ *м*) от действия собственного веса;

б) на внецентренное сжатие от действия натянутой пучковой арматуры при прочности бетона $R' = R = 400$ *кг/см²*.

Расчетный изгибающий момент от собственного веса балки с учетом коэффициента динамичности 1,5:

$$M = 14 \cdot 1{,}5 = 21 \ тм.$$

Определяем величину A_o по формуле (72) приложения 1:

$$A_o = \frac{F_н(\sigma_o - \sigma_п)(h_o' - a_н) + M}{bh_o'^2 R_{ну}'}.$$

Натяжение пучков производится поочередно двумя группами (3 и 4 пучка); в этом случае $\sigma_п$ определяем согласно указаниям п. 45,в по формуле:

$$\sigma_п = \frac{F_{рн}}{F_н} \cdot 3\,000 = \frac{2 \cdot 3{,}53}{6 \cdot 3{,}53} \cdot 3\,000 = 1\,000 \ кг/см^2;$$

$$A_o = \frac{21{,}18\,(11\,690 - 1\,000) \cdot (144 - 7{,}7) + 2\,100\,000}{13 \cdot 144^2 \cdot 250} \approx 0{,}47.$$

Находим значение условной ширины полки (уширений):

$$b_{пу} = b_п - \frac{6F_{отв}}{h_п} = 70 - \frac{6 \cdot 16}{16} = 64 \ см.$$

По значениям $\frac{h_п}{h_o'} = \frac{16}{144} = 0{,}111$ и $\frac{b_{пу}}{b} = \frac{64}{13} = 4{,}9$ находим по графику 1 приложения 1 значение $A_{омакс} = 0{,}72$.

Так как $A_o = 0{,}47 < A_{омакс} = 0{,}72$, прочность сжатой зоны обеспечена.

По графику 3 приложения 1 находится значение $A_{оп} = 0{,}52$.

Так как $A_o = 0{,}47 < A_{оп} = 0{,}52$, по таблице 1 приложения 1 находим величину $\alpha = 0{,}10$, соответствующая значению A_o $\frac{b}{b_{пу}} = 0{,}47\,\frac{13}{64} =$

$= 0{,}095$, и проверяем условие (78) приложения 1:

$$F'_{н} \geqslant \frac{\alpha b_{пу} h'_{о} R'_{иу} - F_{н}(\sigma_{о} - \sigma_{п})}{R_{ну}} =$$

$$= \frac{0{,}10 \cdot 64 \cdot 144 \cdot 250 - 21{,}18\,(11\,690 - 1\,000)}{9\,500} = 0{,}42 \text{ см}^2 < 3{,}53 \text{ см}^2,$$

т. е. условие соблюдено.

5. Расчет трещиностойкости при изготовлении, транспортировании и монтаже балки

Расчет трещиностойкости производим в предположении работы балки на изгиб от действия собственного веса и на внецентренное сжатие от действия напрягаемой арматуры при прочности бетона

$$R' = R = 400 \text{ кг/см}^2.$$

Геометрические характеристики приведенного сечения:

расстояние от центра тяжести сечения до грани верхней полки (сжатой при эксплуатационных нагрузках)

$$y' = h - y = 150 - 62 = 88 \text{ см};$$

момент сопротивления сечения

$$W'_{о} = \frac{J_{бп}}{y'} = \frac{8\,070\,000}{88} = 91\,700 \text{ см}^3;$$

расстояние от центра тяжести сечения до нижней ядровой точки

$$r_{ян} = \frac{W'_{о}}{F_{бп}} = \frac{91\,700}{3\,286} = 28 \text{ см};$$

положение нулевой линии и высота сжатой зоны

$$S_{и} = 0{,}5\,bh^2 + F_{уш}(h - 0{,}5\,h_{п}) + (nF_{н} - 6\,F_{отв})(h - a_{н}) =$$

$$= 0{,}5 \cdot 13 \cdot 150^2 + 912\,(150 - 8) + (4{,}75 \cdot 21{,}18 - 6 \cdot 16)\,(150 - 7{,}7) = 276\,100 \text{ см}^3;$$

$$F_{и} = bh + F_{уш} - 6\,F_{отв} + nF_{н} = 13 \cdot 150 + 912 - 6 \cdot 16 + 4{,}75 \cdot 21{,}18 =$$

$$= 2\,866 \text{ см}^2;$$

$$F_{уш} = F_{св} + nF'_{н} = 420 + 4{,}75 \cdot 3{,}53 = 436 \text{ см}^2;$$

$$F_{осл} = F_{отв} = 16 \text{ см}^2;$$

$$h - x = \frac{S_{и}}{F_{и} + \frac{F_{уш}}{2} - \frac{F_{осл}}{2}} = \frac{276\,100}{2\,866 + \frac{436}{2} - \frac{16}{2}} = 105 \text{ см};$$

$$x = h - 105 = 150 - 105 = 45 \text{ см};$$

момент инерции сжатой части сечения относительно нейтральной оси

$$I_{с} = \frac{bx^3}{3} + F_{уш}(x - 0{,}5\,h_{п})^2 + (nF_{н} - 6\,F_{отв}) \cdot (x - a_{н})^2 = \frac{13 \cdot 45^3}{3} +$$

$$+ 912\,(45 - 8)^2 + (4{,}75 \cdot 21{,}18 - 6 \cdot 16) \cdot (45 - 7{,}7)^2 \approx 1\,650\,000 \text{ см}^4;$$

статический момент растянутой части сечения относительно нейтральной оси

$$S_р = 0{,}5b\,(h-x)^2 + F_{св}\,(h - x - 0{,}5\,h'_п) + (nF'_н - F_{отв})(h - x - a'_н) =$$
$$= 0{,}5 \cdot 13\,(150-45)^2 + 420\,(150-45-30) + (4{,}75 \cdot 3{,}53 - 16)(150-45-6) \approx$$
$$\approx 103\,000\ см^3;$$

момент сопротивления сечения с учетом пластических свойств бетона растянутой зоны

$$W'_б = \frac{2\,J_с}{h-x} + S_р = \frac{2 \cdot 1\,650\,000}{105} + 103\,000 = 134\,400\ см^3;$$

положение равнодействующей усилий во всей пучковой арматуре остается тем же, что и в ранее приведенном расчете трещиностойкости от эксплуатационной нагрузки (т. е. $e_о = 35$ *см*);

момент сил напрягаемой арматуры относительно нижней ядровой точки при $m_т = 1$ (после первых потерь)

$$M^я_{об} = N_о\,(e_о - r_{ян}) = 289\,000\,(35-28) = 2\,020\,000\ кгсм;$$

момент, который может быть воспринят приведенным сечением;

$$R_{ру} W'_б = 18 \cdot 134\,400 = 2\,420\,000\ кгсм;$$

предельное неравенство (13)

$$M^я_{об} + M^я_в \leqslant R_{ру} W'_б;$$

момент внешних сил, который может быть воспринят балкой без образования трещин,

$$M^я_в = R_{ру} W'_б - M^я_{об} = 24{,}2 - 20{,}2 = 4\ тм.$$

Учитывая то положение, что в данном случае геометрические характеристики определены для сечения, расположенного в середине пролета балки, а также то, что сечение и положение по сечению пучков по длине балки меняются, назначение консольных участков (при опирании балки на две опоры) производим из условия, чтобы момент внешних сил не превышал 3 *тм*.

Длину консольных участков балки при ее транспортировании и монтаже следует ограничить размерами не более:

$$l \leqslant \sqrt{\frac{2M^я_в}{g}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 3\,000}{1\,100}} = 2{,}1\ м,$$

где g — равномерно распределенная нормативная нагрузка от собственного веса балки с учетом коэффициента динамичности 1,5.

Таким образом, из условия трещиностойкости вместо принятой ранее (при расчете прочности) величины консоли 6 *м* следует принять вылет консоли не более 2,1 *м*.

6. Определение прогиба балки в стадии эксплуатации

Жесткость балки при кратковременном действии полной нормативной нагрузки определяем по формуле (31):

$$B_{окр} = 0{,}85\,E^н_б I_{бп} = 0{,}85 \cdot 380\,000 \cdot 8\,070\,000 = 2{,}6 \cdot 10^{12} кгсм^2.$$

Жесткость балки при длительном действии полной нормативной нагрузки определяем по формуле (74) НиТУ 123-55 с учетом указаний п. 62 инструкции при коэффициенте $\theta = 2 \cdot 0{,}5 = 1$;

$$B_0 = B_{\text{окр}} \frac{q}{g\theta + p}.$$

$$B_0 = B_{\text{окр}} = 2{,}6 \cdot 10^{12} \ \textit{кгсм}^2.$$

Прогиб балки от полной нормативной нагрузки

$$f_{\text{н}} = \frac{(P_{\text{св}} + P^{\text{н}})\, l^3}{48\, B_0} = \frac{(5\,300 + 62\,000)\, 1\,170^3}{48 \cdot 2{,}6 \cdot 10^{12}} = 0{,}85 \ \textit{см},$$

где $P_{\text{св}}$ — сосредоточенная нагрузка от собственного веса балки, эквивалентная по прогибу равномерно распределенной нагрузке.

Выгиб балки от напряжения арматуры определяем по формуле

$$f_{\text{в}} = \frac{M_{\Phi}}{B_0},$$

где M_{Φ} — момент в середине пролета балки, загруженной фиктивной нагрузкой, равной моментной площади от обжатия балки пучковой арматурой (см. рис. 12).

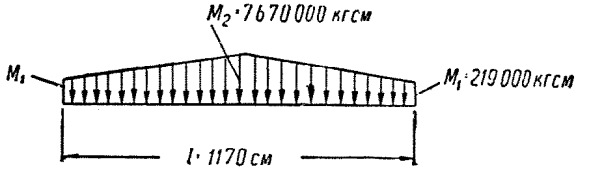


Рис. 12

Для определения момента от внецентренного обжатия торца балки можно воспользоваться (с некоторым приближением) сечением, для которого определены геометрические характеристики при расчете на главные напряжения; тогда

$$M_1 = N_0 e_0 = 219\,000 \cdot 1 = 219\,000 \ \textit{кгсм}.$$

Момент от внецентренного обжатия сечения, расположенного в середине пролета балки:

$$M_2 = N_0 e_0 = 219\,000 \cdot 35 = 7\,670\,000 \ \textit{кгсм}.$$

Момент в середине пролета балки от фиктивной нагрузки

$$M_{\Phi} = (M_1 + 2M_2) \frac{l^2}{24} = (219\,000 + 2 \cdot 7\,670\,000) \frac{1\,170^2}{24} = 0{,}89 \cdot 10^{12} \ \textit{кгсм}.$$

Выгиб балки составляет:

$$f_{\text{в}} = \frac{M_{\Phi}}{B_0} = \frac{0{,}89 \cdot 10^{12}}{2{,}6 \cdot 10^{12}} = 0{,}34 \ \textit{см}.$$

Прогиб балки

$$f = f_{\text{н}} - f_{\text{в}} = 0{,}85 - 0{,}34 = 0{,}51 \ \textit{см}; \ \frac{f}{l} = \frac{0{,}51}{1\,170} = \frac{1}{2\,300} < \frac{1}{300}.$$

7. Определение усилия, контролируемого при натяжении арматуры с учетом неодновременного натяжения пучков

Контролируемое напряжение в арматуре растянутой и сжатой зон определяем по формулам (5) и (6) при значении N_0 после проявления первых потерь:

$$N_0 = F_н\sigma_0 + F'_н\sigma'_0 = (21{,}18 + 3{,}53)\,11\,690 = 289\,000\ кг;$$

$$y_н = y - a_н = 62 - 7{,}7 = 54{,}3\ см;$$

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0}{I_{бп}}\,y_н\right) =$$

$$= 12\,200 - 4{,}75\left(\frac{289\,000}{3\,286} + \frac{289\,000 \cdot 35}{8\,070\,000} \cdot 54{,}3\right) = 11\,500\ кг/см^2;$$

$$\sigma'_н = \sigma'_0 - n\left(\frac{N_0}{F_{бп}} - \frac{N_0 e_0}{I_{бп}}\,y'_н\right) =$$

$$= 12\,200 - 4{,}75\left(\frac{289\,000}{3\,286} - \frac{289\,000 \cdot 35}{8\,070\,000} \cdot 82\right) = 12\,270\ кг/см^2.$$

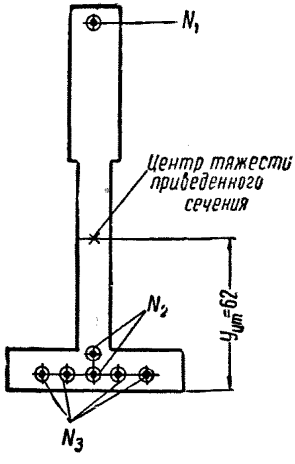


Рис. 13

Назначаем порядок натяжения пучков. Всю пучковую арматуру разбиваем на две группы: первая группа — три пучка (N_1, N_2) вторая группа — четыре пучка (N_3) (см. рис. 13).

Определяем силы натяжения каждого из пучков каждой группы:

$$N_1 = \sigma'_н F'_н = 12\,270 \cdot 3{,}53 = 43\,300\ кг = 43{,}3т;$$

$$N_2 = \sigma_н f_н + \left[\frac{4 f_н \sigma_0}{F_{бп}} + \frac{4 f_н \sigma_0 (y - 6)}{J_{бп}}(y - 16)\right] n =$$

$$= 11\,500 \cdot 3{,}53 +$$

$$+ \left[\frac{4 \cdot 3{,}53 \cdot 11\,690}{3\,286} + \frac{4 \cdot 3{,}53 \cdot 11\,690\,(62 - 6)}{8\,070\,000} + \right.$$

$$\left. + (62 - 16)\right] 4{,}75 = 41\,020\ кг = 41\ т;$$

$$N_3 = \sigma_н f_н = 11\,500 \cdot 3{,}53 = 40\,600\ кг =$$

$$= 40{,}6\ т.$$

ПРИМЕР 9

Дано. Железобетонная предварительно напряженная шпала для магистральной железной дороги нормальной колеи шириной 1 524 *мм* имеет размеры поперечного сечения, показанные на рис. 14. Шпала изготовлена из бетона марки 500 по группе А (см. табл. 4 и 5); армирована шпала стальной холоднотянутой проволокой периодического профиля (по ГОСТ 8480-57) $d = 3$ *мм* — всего 26 парными проволоками. Передача напряжений на бетон производится при достижении им прочности $R' = 0{,}7R = 350\ кг/см^2$.

Расчетные моменты для сечения шпалы по оси рельса, вычисленные как для балки переменного сечения, лежащей на сплошном

упругом основании, с учетом коэффициента перспективного возрастания железнодорожной нагрузки, составляют:

при расчете на прочность — $M_{п} = 2{,}34$ *тм*;

при расчете на трещиностойкость и выносливость — $M_{т} = 1{,}82$ *тм*.

Требуется. Проверить прочность, трещиностойкость и выносливость шпалы.

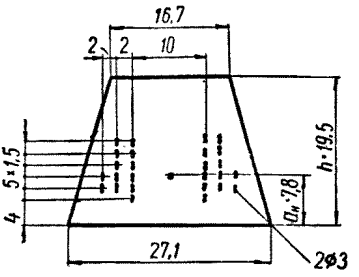


Рис. 14

1. Проверка прочности шпалы

а) Определение условных расчетных сопротивлений бетона и арматуры.

Условные расчетные сопротивления бетона шпалы на прочность и на выносливость принимаем соответственно по табл. 4 и 5 инструкции с учетом дополнительных коэффициентов условий работы $m_1 = 0{,}9$ и $m_2 = 0{,}9$ по аналогии с требованиями „Технических условий проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи“ (ТУПМ-56), учитывающими специфические тяжелые условия работы конструкций на нагрузки от подвижного состава.

Условные расчетные сопротивления на прочность:

$$R_{\text{пру}}\, m_1 m_2 = 230 \cdot 0{,}81 = 185 \text{ кг/см}^2;$$
$$R_{\text{иу}}\, m_1 m_2 = 280 \cdot 0{,}81 = 230 \text{ „}$$
$$R_{\text{ру}}\, m_1 m_2 = 20 \cdot 0{,}81 = 16{,}2 \text{ „ .}$$

Условные расчетные сопротивления на выносливость —

$$R_{\text{пру}}\, m_1 m_2 = 170 \cdot 0{,}81 = 140 \text{ кг/см}^2;$$
$$R_{\text{иу}}\, m_1 m_2 = 215 \cdot 0{,}81 = 175 \text{ „}$$
$$R_{\text{ру}}\, m_1 m_2 = 15 \cdot 0{,}81 = 12 \text{ „}$$

Нормативное сопротивление арматуры на прочность определяем по п. 2 табл. 3 $R_{\text{и}}^{\text{н}} = 17\,000$ *кг/см*^{2}, а условное расчетное сопротивление ее на прочность по п. 2 табл. 7 $R_{\text{ну}} = 9\,500$ *кг/см*^{2}.

б) Определение модулей упругости бетона и арматуры.

Нормативный модуль упругости бетона принимаем по табл. 3 НиТУ 123-55:

$$E_{\text{б}}^{\text{н}} = 410\,000 \text{ кг/см}^2;$$

расчетный модуль упругости бетона — по табл. 7 НиТУ 123-55:

$$E_{\text{б}} = 340\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Нормативный (он же и расчетный) модуль упругости арматуры принимаем по данным п. 15 инструкции $E_{\text{а}}^{\text{н}} = E_{\text{а}} = 1\,800\,000$ *кг/см*^{2}.

$$n = \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}^{\text{н}}} = \frac{1\,800\,000}{340\,000} = 5{,}3.$$

Значение n' принимаем по указаниям п. 49 (табл. 10) инструкции $n' = 11{,}5$.

в) Определение геометрических характеристик сечения по оси рельса (рис. 14 и 15)

$$a_н = \frac{4 + 3(5{,}5 + 7) + 2(8{,}5 + 10 + 11{,}5)}{13} = 7{,}8\ см;$$

$$F_н = 0{,}0707 \cdot 52 = 3{,}67\ см^2;$$

$$F_{бп} = \frac{16{,}7 + 27{,}1}{2} 19{,}5 + 5{,}3 \cdot 3{,}67 = 427 + 19{,}5 = 447{,}5\ см^2;$$

$$S_{бп} = \frac{16{,}7 \cdot 19{,}5^2}{2} + \frac{10{,}4 \cdot 19{,}5^2}{2 \cdot 3} + 19{,}5 \cdot 7{,}8 = 3\,180 + 660 + 152 = 3\,992\ см^3.$$

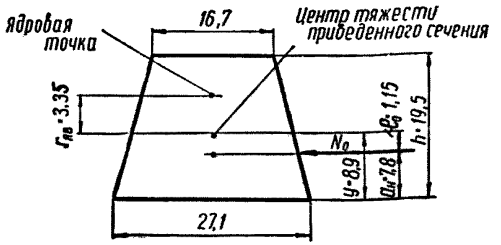


Рис. 15

Расстояние от равнодействующей усилий предварительно напряженной арматуры до центра тяжести сечения:

$$e_0 = y - a_н = 8{,}95 - 7{,}8 = 1{,}15\ см;$$

$$J_{бп} = \frac{6 \cdot 16{,}7^2 + 6 \cdot 16{,}7 \cdot 10{,}4 + 10{,}4^2}{36(2 \cdot 16{,}7 + 10{,}4)} 19{,}5^3 + 19{,}5 \cdot 1{,}15^2 =$$

$$= \frac{2\,828 \cdot 19{,}5^3}{1\,580} + 25{,}8 = 13\,300 + 25{,}8 = 13\,326\ см^4.$$

г) Потери напряжений в арматуре.

Величину наибольшего возможного предварительного напряжения арматуры принимаем согласно п. 29:

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 0{,}65\, R_н^н = 0{,}65 \cdot 17\,000 = 11\,050\ кг/см^2.$$

Потери напряжений в напрягаемой арматуре от редаксации напряжений в стали согласно п. 2 табл. 8:

$$0{,}05\,\sigma_0 = 0{,}05 \cdot 11\,050 = 550\ кг/см^2.$$

Определяем величину предварительного напряжения бетона $\sigma_б$, необходимую для подсчета потерь от ползучести бетона при $y = e_0$.

Напряжения в арматуре до обжатия бетона с учетом потерь от релаксации —

$$\sigma_0 = 11\,050 - 550 = 10\,500\ кг/см^2;$$

по формуле (9)

$$N_0 = F_н \sigma_0 = 3{,}67 \cdot 10\,500 = 38\,600\ кг;$$

по формуле (7)

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0^2}{J_{бп}} = \frac{38\,600}{446{,}5} + \frac{38\,600 \cdot 1{,}15^2}{13\,326} = 87 + 3{,}9 = 91\ кг/см^2.$$

Потери от ползучести бетона при натяжении арматуры на упоры и прочности бетона в момент обжатия $R' = 0{,}7R$ согласно п. 2 табл. 8:

$$\frac{kE_a R}{E_б^н R'}\sigma_б = \frac{1 \cdot 1\,800\,000 \cdot 500 \cdot 91}{410\,000 \cdot 0{,}7 \cdot 500} = 570 \text{ кг/см}^2.$$

При подсчете потерь от ползучести в соответствии с примечанием 2 к табл. 8 принято $k = 1$; второй член формулы не учитывается, так как $\sigma_б = 91 < 0{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 500 = 175$ кг/см².

Потери от усадки бетона согласно п. 1 табл. 8 равны 400 кг/см².

Полные потери составляют

$$550 + 570 + 400 = 1\,520 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение σ_o в арматуре с учетом всех потерь:

$$\sigma_o = 11\,050 - 1\,520 = 9\,530 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение, с которым должно быть введено в расчет сечение предварительно напряженной арматуры, расположенной в сжатой зоне, определяем по формуле (10):

$$\sigma_c' = R_{ну} - \sigma_o';$$

$$\sigma_c' = 3\,600 - \sigma_o = 3\,600 - 9\,530 = -5\,930 \text{ кг/см}^2.$$

д) Расчет прочности шпалы.

Площадь сжатой зоны бетона определяем применительно к формуле (9) приложения 1

$$F_б = \frac{0{,}9 R_{ну} F_н + 5\,930 F_н'}{R_{иу}} = \frac{0{,}9 \cdot 9\,500 \cdot 3{,}11 + 5\,930 \cdot 0{,}56}{230} =$$

$$= \frac{29\,920}{230} = 130 \text{ см}^2.$$

Коэффициент 0,9 в формуле для определения $F_б$ вводится для учета неравномерности напряжений в проволоках, распределенных по высоте сечения шпалы.

Для определения высоты сжатой зоны x необходимо знать наклон боковых граней шпалы, который равен

$$\frac{5{,}20}{19{,}5} = 0{,}267.$$

Высоту сжатой зоны x определяем из уравнения

$$F_б = (16{,}7 + x \cdot 0{,}267)\, x,$$

откуда $x = -31{,}3 + \sqrt{980 + 487} = -31{,}3 + 38{,}3 = 7$ см.

Плечо внутренней пары

$$z = h_o - \frac{x}{2} = (19{,}5 - 7{,}8) - \frac{7}{2} = 11{,}7 - 3{,}5 = 8{,}2 \text{ см}.$$

Изгибающий момент, соответствующий предельному состоянию по прочности, определяем по формуле

$$M = F_б R_{иу} \cdot z = 130 \cdot 230 \cdot 8{,}2 = 245\,010 \text{ кг/см}^2 > M_п = 234\,000 \text{ кгсм}.$$

2. Проверка трещиностойкости шпалы

Момент сопротивления приведенного сечения

$$W_0 = \frac{J_{бп}}{y} = \frac{13\,326}{8{,}95} = 1\,490\ см^3.$$

Расстояние верхней ядровой точки от центра тяжести приведенного сечения

$$r_{яв} = \frac{W_0}{F_{бп}} = \frac{1\,490}{446{,}5} = 3{,}35\ см.$$

Так как форма сечения шпалы близка к прямоугольной, без большой погрешности момент сопротивления приведенного сечения с учетом пластических свойств бетона и коэффициента $\gamma = 1{,}75$ по п. 1 табл. 11 вычисляем по формуле

$$W_б = W_0 \cdot 1{,}75 = 1\,490 \cdot 1{,}75 = 2\,600\ см^3.$$

Усилие во всей напрягаемой арматуре равно

$$N_0 = \sigma_0 F_н = 9\,530 \cdot 3{,}67 = 35\,000\ кг.$$

Эксцентриситет e_0 равнодействующей усилий во всей напрягаемой арматуре

$$e_0 = 1{,}15\ см.$$

Проверяем соблюдение условия (13) $M^я_в \mp M^я_{об} \leqslant W_б R_{ру}$, для чего определяем момент от действия сил обжатия в сечении относительно ядровой точки с учетом коэффициента точности натяжения арматуры $m_т$:

$$M^я_{об} = m_т N_0 (e_0 + r_{яв}) = 0{,}9 \cdot 35\,000\,(1{,}15 + 3{,}35) = 142\,000\ кгсм;$$

а также $R_{ру} W_б = 16{,}2 \cdot 2\,600 = 42\,000\ кг \cdot см;$

$$M^я_в = M^я_{об} = 182\,000 - 142\,000 = 40\,000 < R_{ру} W_б = 42\,000\ кг \cdot см.$$

Сопротивление шпалы образованию трещин достаточно.

3. Проверка выносливости шпалы

Расчет производим на усилие

$$M_т = 182\,000\ кгсм$$

при величине напряжений в арматуре с учетом потерь, происходящих после обжатия и потерь от нарастания остаточных деформаций в бетоне в результате приложения многократно повторяющейся нагрузки (рис. 16).

Приведенная площадь сечения при $n' = 13$:

$$F_{бп} = 427 + 3{,}67 \cdot 13 = 427 + 47{,}7 = 474{,}7\ см^2;$$

$$S_{бп} = 3\,840 + 48{,}6 \cdot 7{,}8 = 3\,840 + 379 = 4\,219\ см^3;$$

$$y = \frac{S_{бп}}{F_{бп}} = \frac{4\,219}{474{,}7} = 8{,}9\ см; \quad e_0 = y - a_н = 8{,}9 - 7{,}8 = 1{,}1\ см;$$

$$J_{бп} = 13\,300 + 48{,}6 \cdot 1{,}1^2 = 13\,300 + 59 = 13\,359\ см^4.$$

Величину потерь напряжения в арматуре от многократно повторяющейся нагрузки определяем согласно указаниям п. 8 табл. 8 с учетом примечания 5 к табл. 8, при величине напряжений в бетоне в зоне расположения арматуры равной 91 $кг/см^2$ и при $R_{бу} = R'_{ну} = 147\ кг/см^2$ (принято по табл. 5 для $R' = 350\ кг/см^2$):

$$600\frac{\sigma_б}{R'_{иу}} = 600\frac{91}{147} = 372\ кг/см^2.$$

Установившиеся напряжения в арматуре к концу срока эксплуатации шпалы при марке бетона 500:

$$\sigma_0 = 9\,530 - 372 = 9\,158\ кг/см^2;$$
$$N_0 = \sigma_0 F_н = 9\,158 \cdot 3{,}67 = 33\,600\ кг;$$
$$M_0 = N_0 e'_0 = 33\,600 \cdot 1{,}1 = 37\,000\ кгсм.$$

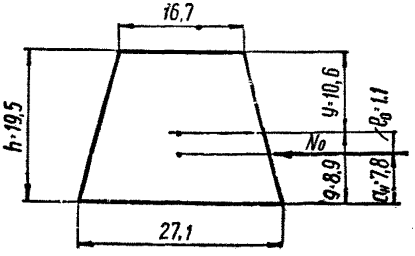


Рис. 16

Определяем величины напряжений в бетоне от его обжатия предварительно напряженной арматурой с учетом всех потерь:

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} \pm \frac{M_0}{J_{бп}} y = \frac{33\,600}{474{,}7} \pm \frac{37\,000}{13\,359} y = 70{,}9 \pm 2{,}76\,y.$$

а) В крайней верхней фибре $y = 10{,}6$ *см* (рис. 16):

$$\sigma_б = 70{,}9 - 2{,}76 \cdot 10{,}6 = 70{,}9 - 29{,}2 = 41{,}7\ кг/см^2.$$

б) В крайней нижней фибре $y = 8{,}9$ *см*:

$$\sigma_б = 70{,}9 + 2{,}76 \cdot 8{,}9 = 70{,}9 + 24{,}6 = 95{,}5\ кг/см^2.$$

в) По оси нижнего ряда растянутой арматуры $y = 4{,}9$ *см*:

$$\sigma_б = 70{,}9 + 2{,}76 \cdot 4{,}9 = 70{,}9 + 13{,}5 = 84{,}4\ кг/см^2.$$

Определяем напряжения в бетоне от эксплуатационной нагрузки:

$$\sigma'_б = \sigma_б \mp \frac{M_т}{J_{бп}} y = \sigma_б \mp \frac{188\,000}{13\,359} y = \sigma_б \mp 14{,}1\ y.$$

а) В крайней верхней фибре $y = 10{,}6$ *см*:

$$\sigma'_б = 41{,}7 + 14{,}1 \cdot 10{,}6 = 41{,}7 + 149 = 190{,}7 \approx 1{,}06 \cdot 175 = 186\ кг/см^2.$$

Коэффициент 1,06 при расчетном сопротивлении бетона $R'_{иу} = 175\ кг/см^2$ определен по табл. 6 для величины $\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}} = \frac{41{,}7}{190{,}7} = 0{,}22$.

б) В крайней нижней фибре $y = 8{,}9$ *см*:

$$\sigma'_б = 95{,}5 - 14{,}1 \cdot 8{,}9 = 95{,}5 - 125{,}5 = -30\ кг/см^2 > 1{,}06 \cdot 15 = 15{,}9.$$

в) По оси нижнего ряда растянутой арматуры $y = 4{,}9$ *см*:

$$\sigma'_б = 84{,}4 - 14{,}1 \cdot 4{,}9 = 84{,}4 - 69 = 15{,}4\ кг/см^2.$$

Следовательно, на уровне арматуры растягивающие напряжения по расчету не возникают.

Перепад напряжений в арматуре характеризуется величиной $n\sigma_б = 5{,}3 \cdot 91 = 483\ кг/см^2$.

$$\rho = \frac{\sigma_0 - n\sigma_б}{\sigma_0} = \frac{9\,530 - 483}{9\,530} = 0{,}95,$$

т. е. $> 0{,}9$, следовательно согласно п. 51 напряжения в напрягаемой арматуре с учетом потерь должны быть не более $0{,}6\,R^н_н = 0{,}6 \cdot 17\,000 = 10\,200\ кг/см^2$. Фактические напряжения $\sigma_0 = 9\,530 < 10\,200\ кг/см^2$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

РАСЧЕТНЫЕ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ ВЕС АРМАТУРЫ. СТЕРЖНИ КРУГЛЫЕ (ГЛАДКИЕ) И ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

Диаметр d или $d_р$ в *мм*	Расчетные площади поперечного сечения в $см^2$ при числе стержней									Теоретический вес в *кг/пог.м*	Горячекатаная периодического профиля из стали марки		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		Ст.5	25Г2С	30Х Г2С
2,5	0,049	0,098	0,147	0,196	0,245	0,294	0,343	0,392	0,441	0,039	—	—	—
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055	—	—	—
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,099	—	—	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77	0,154	—	—	—
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	0,222	—	*	—
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	—	*	—
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	—	*	—
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	—	*	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	*	*	*
11	0,95	1,9	2,85	3,8	4,75	5,7	6,65	7,6	8,55	0,75	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888	*	*	*
13	1,327	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	1,04	—	—	—
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208	*	*	*
15	1,767	3,53	5,3	7,07	8,84	10,5	12,37	14,14	15,12	1,39	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	*	*	*
17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,05	15,89	18,16	20,43	1,78	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998	*	*	*
19	2,835	5,67	8,51	11,34	14,18	17,01	19,85	22,68	25,52	2,23	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27	2,466	*	*	*
21	3,464	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,25	27,71	31,17	2,72	—	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	*	*	*
23	4,155	8,31	12,46	16,62	20,77	24,98	29,08	33,24	37,39	3,26	—	—	—
24	4,524	9,04	13,56	18,08	22,62	27,14	31,67	36,19	40,71	3,551	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85	*	*	*
26	5,309	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	4,17	—	—	—
27	5,726	11,44	17,16	22,91	28,65	34,35	40,08	45,8	51,53	4,495	—	—	—
28	6,153	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83	*	*	*
30	7,069	14,13	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	5,549	—	—	—
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31	*	*	*
34	9,079	18,16	27,24	36,32	45,4	54,48	63,55	72,63	81,71	7,13	—	—	—
35	9,62	19,24	28,86	38,48	48,1	57,72	67,34	76,96	86,58	7,50	—	—	—
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	*	*	—
40	12,561	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	9,865	*	*	—
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49	*	—	—
50	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72	15,41	*	—	—
55	23,76	47,52	71,28	95,04	118,8	142,56	166,32	190,08	213,84	18,65	*	—	—
60	28,27	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89	226,16	254,43	22,19	*	—	—
70	38,48	76,96	115,44	153,92	192,4	230,88	269,36	307,84	346,32	30,21	*	—	—
80	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,62	351,9	402,16	452,43	39,46	*	—	—
90	63,62	127,24	190,86	254,48	318,1	381,72	445,34	508,96	572,58	49,94	*	—	—

Примечание. Значком * отмечена горячекатаная арматура периодического профиля, выпускаемая из стали марки Ст.5 или 25Г2С, либо 30ХГ2С.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

I. НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПРЕДУСМОТРЕННЫЕ ИНСТРУКЦИЕЙ СН 10-57.

В настоящей инструкции в отличие от ранее действовавшей инструкции И-148-52/МСПТИ предусматривается распространение методики расчета обычных железобетонных конструкций по расчетным предельным состояниям на предварительно напряженные железобетонные конструкции. При этом принимаются аналогичные предельные состояния: по несущей способности, по деформациям и по образованию и раскрытию трещин, с использованием нормативных сопротивлений, коэффициентов однородности материалов, коэффициентов условий работы, а также специфичного для предварительно напряженных конструкций коэффициента точности натяжения арматуры.

Отличительной особенностью настоящей инструкции в части расчета конструкций по расчетным предельным состояниям является применение условных расчетных сопротивлений материалов вместо расчетных сопротивлений. Условные расчетные сопротивления определены как произведение расчетных сопротивлений материалов на соответствующие коэффициенты условий работы ($m_{на}$, $m_а$, $m_{нн}$ и $m_н$), что несколько упростило структуру формул и пользование ими. Так как расчетные сопротивления материалов, коэффициенты однородности их и коэффициенты условий работы непосредственно в расчетных формулах не применяются, то данные об их величинах вынесены из основного текста инструкции в приложение 6.

Методика определения несущей способности предварительно напряженных конструкций принята по СНиП (гл. II— Б, I) и распространяется не только при расчете на усилия от основных сочетаний нагрузок, включающих усилия предварительного обжатия бетона, но также и на дополнительные и особые сочетания нагрузок. При этом предусматривается одновременное воздействие на элемент как усилий от натянутой арматуры, так и включение собственного веса элемента при его изготовлении, транспортировании и монтаже с учетом соответствующих коэффициентов перегрузки и условий работы.

Применение методики расчета по расчетным предельным состояниям позволяет более правильно определять несущую способность предварительно напряженных железобетонных элементов с учетом их действительной работы под нагрузкой и в отдельных случаях более экономично проектировать их. Следует при этом отметить, что если в ранее действовавшей инструкции (И-148-52) коэффициенты запаса прочности для сборных конструкций при основных нагрузках принимались не менее 2,25, то в настоящей инструкции предусматривается некоторое уменьшение коэффициента запаса прочности (до 2 — 1,9), если произвести соответствующий перерасчет конструкций.

Помимо данных по расчету несущей способности в настоящей инструкции впервые включены необходимые сведения для расчета конструкций на выносливость, не содержавшиеся в инструкции И-148-52.

При расчете трещиностойкости предусматривается разделение предварительно напряженных конструкций по степени опасности образования трещин на три категории. Для конструкций 1-й и 2-й категорий трещины в стадии эксплуатации не допускаются; для конструкций 3-й категории, в которых предварительное напряжение создается лишь в целях повышения жесткости и ограничения раскрытия трещин, возможность образования трещин при эксплуатационных нагрузках не исключается. Конструкции 3-й категории выполняются с применением арматуры из горячекатаной стали и холоднотянутой проволоки (ГОСТ 6727-53) и для них в случае необходимости предусматривается проверка ширины раскрытия трещин. В некоторых случаях трещины также допускаются и в отдельных зонах конструкций 2-й категории трещиностойкости. Например, в конструкциях, не подвергающихся действиям агрессивной среды и многократно повторяющейся нагрузки (для наклонных сечений, армированных горячекатаной сталью или сварной арматурой из холоднотянутой проволоки и др. см. п. 24).

В связи с тем, что предварительно напряженные конструкции могут быть запроектированы с расчетом отсутствия или наличия в них трещин в стадии эксплуатации в настоящей инструкции предусмотрены два вида расчета жесткости конструкций:

1) при отсутствии трещин в расчет вводят полное поперечное сечение элемента с учетом возможного снижения модуля упругости бетона за счет некоторого проявления его пластических деформаций;

2) при наличии трещин — деформации элемента определяют с учетом работы элемента в двух стадиях;

а) первая стадия включает работу элемента до момента погашения предварительного напряжений сжатия крайнего волокна сечения растянутой зоны, вызванного внешней нагрузкой; в этой стадии деформации определяют как для упругого тела;

б) вторая стадия предусматривает работу элемента после погашения напряжения сжатия в растянутой зоне бетона, вызванных внешней нагрузкой; для второй стадии работы элементов деформации определяют по методике, аналогичной методике расчета обычных железобетонных конструкций, с учетом упруго-пластических свойств бетона и т. п.

В инструкции приводятся указания о целесообразности при расчете деформаций определения выгиба конструкций, вызванного их предварительным обжатием.

Следует отметить, что несущая способность предварительно напряженных конструкций по наклонным сечениям рассчитывается так же, как и для обычных железобетонных конструкций. Методика расчета образования трещин по наклонным сечениям пока сохранена старой. Предполагается, что по накоплении экспериментального материала эта методика будет заменена.

Учитывая перспективу широкого применения в строительстве сборных предварительно напряженных конструкций, в настоящей инструкции уделено бóльше внимания их расчету и конструированию, чем в ранее действовавшей инструкции.

В инструкции (СН 10-57) учитывается возможность наиболее рационального использования для изготовления конструкций материалов повышенной прочности: высокопрочной холоднотянутой проволоки периодического профиля, низколегированной горячекатаной стали периодического профиля марки 30ХГ2С и др. Расширены рекомендации по выбору

марок бетона в зависимости от типа конструкции, ее назначения, способов изготовления и уточнены требования к прочности бетона при его предварительном обжатии.

В настоящей инструкции предусмотрен дифференцированный учет потерь предварительного напряжения арматуры за счет усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений стали и других факторов. При этом учитывается интенсивность обжатия бетона, его прочность к моменту обжатия, условия работы конструкции в стадии эксплуатации и т. п. Потери напряжений от релаксации напряжений стали принимаются различными в зависимости от напряжения в арматуре. Приведены указания об учете потерь предварительного напряжения за счет трения арматуры о стенки каналов при ее натяжении на бетон, температурного перепада, действия многократно повторяющейся нагрузки и др. В ряде случаев принятая суммарная величина потерь напряжения будет несколько превышать потери, принимавшиеся по инструкции И-148-52.

В настоящее время номенклатура предварительно напряженных конструкций достаточно велика. В связи с этим в инструкцию включены указания, которые являются общими для расчета и конструирования большинства видов таких конструкций и, кроме того, даны указания по проектированию некоторых конструкций, имеющих свою специфику (конструкции со смешанным армированием, армированные предварительно напряженными элементами, сборно-монолитные конструкции и т. п.).

В настоящей инструкции достаточно полно представлены указания по расчету предварительно напряженных конструкций на выносливость; разъяснения по этому вопросу изложены в конце приложения 10.

При выводе расчетных формул для определения несущей способности и трещиностойкости предварительно напряженных конструкций были приняты те же основные положения, что и для расчета обычных ненапрягаемых железобетонных конструкций: при расчете несущей способности — прямоугольная эпюра в сжатой зоне бетона и использование растянутой арматуры до условных расчетных сопротивлений; при расчете трещиностойкости — треугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона и прямоугольная — в растянутой; при этом в расчетных формулах на трещиностойкость принято условное сопротивление бетона растяжению в полтора раза больше расчетного (см. пояснения к п. 16—19).

В большинстве расчетных формул предусматривается применение в каждой зоне сечения арматуры из двух марок стали, причем арматура из стали одной марки принимается без предварительного напряжения ее, а другой — подвергается предварительному напряжению. Формулы учитывают возможность неодинакового напряжения арматуры сжатой и растянутой зон сечения.

В инструкции и приложениях к ней приведены формулы, охватывающие бо́льшее число типов элементов (например, для расчета прочности кольцевых сечений, прочности бетона на сжатие под анкерами, для расчета трещиностойкости сечений, армированных предварительно напряженными элементами и т. п.); помимо обобщенных формул включены также формулы для практического расчета элементов наиболее распространенных сечений, таблицы и графики.

В связи с тем, что принятые в настоящей инструкции методы расчета несущей способности предварительно напряженных конструкций позволяют в ряде случаев проектировать их с меньшим расходом стали, чем это требовалось по расчетным формулам старой инструкции, возникла необходимость более точного расчета трещиностойкости элементов конструкций. Последнее вызывается тем, что при меньшем расходе арматуры, а следовательно, и меньшем обжатии бетона растянутой зоны

труднее обеспечить требуемую трещиностойкость элемента без установки дополнительной арматуры сверх той, которая требуется из расчета по несущей способности. Принятая методика учета потерь предварительного напряжения позволяет более правильно оценить действительную работу элемента в процессе проявления потерь и этим повысить точность расчета. Бо́льшая точность расчета трещиностойкости обеспечивается также путем учета влияния ненапрягаемой арматуры.

Приведенные формулы для определения напряжений учитывают изменение положения равнодействующей усилий при обжатии элемента.

Расчетные формулы для определения трещиностойкости изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов отличаются от формул, приведенных в инструкции И-148-52, более наглядным отображением условий статики. Момент внутренних сил элемента при образовании трещин выражен в виде суммы двух моментов: момента внутренних сил, воспринимаемого полным приведенным сечением элемента, и момента сил обжатия сечения относительно ядровой точки. При такой записи формула для расчета трещиностойкости является общей как для изгибаемых, так и для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов. Более подробные сведения о расчете предварительно напряженных конструкций приведены в пояснениях к соответствующим пунктам инструкции.

Кроме основного метода расчета трещиностойкости, в приложении 3 к инструкции приведен вариант расчета, предусматривающий использование таблиц.

Следует обратить внимание на то, что в основных расчетных формулах по определению напряжений не вводится величина контролируемого предварительного напряжения ($\sigma_{ак}$), как это принято в инструкции И-148-52. Это вызвано стремлением записать формулы в более общем виде. Взамен этого в настоящей инструкции приняты формулы, которые являются общими для элементов с арматурой, натягиваемой на упоры и на бетон, причем формулы выражаются через напряжение σ_0 и σ_0' в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента.

Величина напряжения арматуры σ_0 или σ_0' при отсутствии потерь, как правило, не должна превышать 65% нормативного сопротивления (предела прочности) для твердых сталей и 90% (предела текучести) — для мягких. Однако в отдельных случаях эти величины могут быть повышены соответственно до 75% и 100%.

Предельная величина предварительного напряжения арматуры в настоящей инструкции принята одинаковой для конструкций с натяжением арматуры как на бетон, так и на упоры. Это приводит к тому, что напряжение в натянутой арматуре в стадии эксплуатации конструкций в обоих случаях практически остаются одинаковыми.

В инструкции И-148-52 величина предварительного напряжения арматуры, натягиваемой на бетон, допускалась более значительной, чем для конструкции с арматурой, натягиваемой на упоры; это приводило к неодинаковым условиям работы арматуры указанных типов конструкций в стадии их эксплуатации и требовало специальной проверки напряжений при эксплуатационных нагрузках; в настоящей инструкции такой проверки напряжений не требуется.

Приведенные в настоящей инструкции расчетные формулы содержат новые обозначения, увязанные с обозначениями, принятыми в СНиП и НиТУ 123-55 для обычных железобетонных конструкций; кроме того, введены дополнительные обозначения условных расчетных сопротивле-

ний для бетона и арматуры. В инструкции также учтена новая терминология, принятая для предварительно напряженных конструкций.

В настоящей инструкции более широко освещены вопросы конструирования предварительно напряженных железобетонных конструкций, им отводится последний раздел, при разработке которого были учтены как отечественный, так и зарубежный опыт конструирования и применения различных видов предварительно напряженных железобетонных конструкций; при этом особое внимание уделено конструированию сборного железобетона. Ряд рекомендаций инструкции предусматривает требования обязательного учета при конструировании элементов методов их изготовления, транспортирования и монтажа, а также применяемого для их изготовления оборудования. В инструкции даны необходимые указания по конструированию элементов с непрерывной, пучковой и стержневой арматурой; расширены рекомендации по анкеровке предварительно напряженной арматуры; включены указания по конструированию сборных конструкций с предварительно напряженными элементами, сборно-монолитных конструкций, а также по конструированию стыков сборных элементов; уточнены требования к защитным слоям бетона, расстоянию между стержнями арматуры и т. п.

II. КРАТКИЕ ПОЯСНЕНИЯ К ОТДЕЛЬНЫМ ПУНКТАМ ИНСТРУКЦИИ СН 10-57

П. 1. По сравнению с инструкцией И-148-52 область применения данной инструкции расширена. Там же указаны конструкции, проектирование которых должно производиться по специальным ТУ. Следует при этом отметить, что многие рекомендации настоящей инструкции могут быть использованы при проектировании гидротехнических, железнодорожных, а также специальных конструкций.

П. 2. До последнего времени не было установившейся терминологии, применяемой для предварительно напряженных конструкций.

Наряду с термином „напряженно армированные конструкции" употребляют название „предварительно напряженные конструкции", „преднапряженные конструкции", „конструкции с последующим напряжением арматуры" и др. Однако при рассмотрении перечисленных выше терминов следует иметь в виду, что искусственное напряженное состояние в железобетонном элементе создается преимущественно для того, чтобы этот элемент в стадии воздействия на него эксплуатационных или монтажных нагрузок имел бы собственные напряжения, т. е. был бы уже напряженным и способным работать без образования трещин в бетоне или с меньшими прогибами. Следовательно, искусственное напряжение арматуры, созданное в процессе изготовления элемента, всегда является предварительным напряжением по отношению к напряжениям, вызванным основными нагрузками. Поэтому в качестве основного термина (названия) в настоящей инструкции принято „предварительно напряженные железобетонные конструкции"; при этом допускается термин „преднапряженные конструкции". Название же „конструкции с последующим напряжением арматуры" является неточным и в инструкции не применяется.

Предварительное напряжение в железобетонных конструкциях может быть вызвано как за счет обжатия бетона предварительно натянутой арматурой, так и за счет растяжения бетона предварительно сжатой арматурой. Последний случай может быть применен преимущественно в элементах, работающих в стадии эксплуатации на осевое сжатие с целью использования в них на сжатие арматуры повышенной прочности. В связи с тем, что конструкции с предварительно сжатой арматурой

встречаются редко, в инструкции указаний по их проектированию не приводится.

В п. 3 дается пояснение, в каких целях создается предварительное напряжение железобетонных конструкций и когда оно целесообразно. Следует отметить, что в литературе иногда неоправданно высказываются утверждения об эффективных особенностях предварительно напряженных конструкций; в частности указывается на возможность значительной экономии бетона и т. п. В действительности экономия бетона не является главной особенностью этого вида конструкций и может быть получена в основном в конструкциях 1-й категории трещиностойкости, работающих на растяжение (напорные трубы, резервуары).

В пп. 6 — 9 приведены общие сведения о бетоне и даны рекомендации о выборе его марок в зависимости от назначения конструкции, способа ее изготовления, вида арматуры, армирования и др. Уточнены требования к марке бетона при применении проволоки с анкерами и без анкеров.

В соответствии с результатами опытов прочность бетона конструкций с неанкерованной арматурой из круглой (гладкой) высокопрочной холоднотянутой проволоки, как правило, должна быть значительно выше прочности бетона конструкций с анкерованной арматурой или арматурой периодического профиля. Это специфика армирования учтена при установлении минимальной марки бетона и его прочности к моменту обжатия конструкции.

В пп. 10 и 11 приведены аналогичные указания об арматуре предварительно напряженных конструкций. Отмечается, что при проектировании должно отдаваться предпочтение холоднообработанной или горячекатаной высокопрочной арматуре. Приводятся также данные об арматуре, которую можно применять без натяжения.

При этом указывается, что напрягаемая круглая проволока без анкеров или обработки поверхности, без свивки или сплющивания не допускается к применению в предварительно напряженных конструкциях, так как установлено, что сцепление круглой проволоки с бетоном в ряде случаев оказывается недостаточным.

Ограничение применения упроченной вытяжкой арматуры в предварительно напряженных конструкциях, работающих на многократно повторяющиеся нагрузки, связано с тяжелыми условиями ее службы в конструкциях, применение арматуры из упрочненной горячекатаной стали периодического профиля в конструкциях с многократно повторяющейся нагрузкой может быть допущено, например, в подкрановых балках с легким режимом работы кранов, а также в других конструкциях, предварительно проверенных опытами.

Наряду с рекомендуемой в п. 10 инструкции стальной проволокой круглой (по ГОСТ 7348-55) и периодического профиля (по ГОСТ 8480-57) для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций может использоваться, если таковая имеется в наличии, проволока стальная канатная (по ГОСТ 7372-55), проволока стальная (по ЧМТУ 2766-51) и проволока для предварительно напряженных шпал и балок (по МПТУ 2244-49); нормативное сопротивление для этой проволоки следует принимать равным браковочному минимуму ее предела прочности, а расчетное сопротивление ее — браковочному минимуму предела прочности, умноженному на коэффициент однородности $k_a = 0{,}8$.

В пп. 12 — 15 (раздел III „Нормативные характеристики материалов") приведены сведения о нормативных сопротивлениях бетона и арматуры.

Нормативные сопротивления бетона и его модули упругости приняты по НиТУ 123-55.

Нормативные сопротивления высокопрочной проволоки круглой (по ГОСТ 7348-55) и периодического профиля (по ГОСТ 8480-57) приняты равными браковочным минимумам предела прочности, указанным в соответствующих стандартах. Для арматуры из горячекатаной стали периодического профиля и круглой (гладкой) нормативное сопротивление принято равным браковочному минимуму предела текучести, а для холодносплющеной — браковочному минимуму предела прочности, т. е. так же, как это принято в НиТУ 123-55.

Следует отметить, что для арматуры из горячекатаной стали периодического профиля марок 25Г2С и Ст. 5, упрочненной вытяжкой, нормативное сопротивление принято соответственно 5 500 и 4 500 *кг/см*². Несколько ограниченные показатели для указанных видов упроченной стали основаны на результатах опытов (НИИЖБ и др. организаций) с упрочнением арматуры из стали марок 25Г2С и Ст. 5, показавших, что старение арматуры может и не проявляться, а вытяжка до напряжений, превышающих указанные (например до 6 000 и 5 000 *кг/см*²), не всегда соответствует удлинениям арматуры на 3,5 и 5,5%.

При контроле вытяжки арматуры только по напряжениям не исключается возможность чрезмерного удлинения ее и резкого недопустимого снижения ее пластических свойств. При контроле упрочнения только по удлинению арматуры не всегда гарантируется требуемая величина напряжений, а однородность ее механических свойств может быть понижена. В связи с этим условные расчетные сопротивления упрочненной арматуры (табл. 7а) при контроле только одних удлинений приняты пониженными по сравнению с условными расчетными сопротивлениями для аналогической арматуры, упрочняемой при контроле не только удлинений, но и напряжений. Упрочненные стержни арматуры, вытянутые до заданных удлинений, но не достигшие требуемых напряжений, должны отбраковываться. Их применение в конструкциях может быть допущено с расчетными сопротивлениями более низкими, чем указаны в табл. 7а. Порядок отбраковки и установление нормативных и расчетных сопротивлений арматуры из упрочненной стали должен производиться в соответствии с указаниями специальных технических условий.

Коэффициенты однородности арматуры самостоятельно в расчетных формулах не применяются и поэтому в тексте инструкции они не указаны, а приведены в приложении 6.

Нормативные модули упругости арматуры приняты по опытным данным различными в зависимости от марки стали и способа ее обработки. Следует отметить, что для холоднотянутой проволоки, которая подвергается повторному натяжению (перетяжке), модуль упругости допускается принимать как для горячекатаной стали марки 25Г2С.

В пп. 16 — 19 (раздел IV „Условные расчетные характеристики материалов") приведены условные расчетные сопротивления бетона и арматуры, подсчитанные как произведения нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности и условий работы арматуры.

Условные расчетные сопротивления бетона при осевом сжатии и сжатии при изгибе приняты такими же, как и расчетные сопротивления по НиТУ 123-55, за исключением случаев проверки предварительного обжатия бетона сборных элементов. Для последних случаев сопротивление бетона на осевое сжатие и сжатие при изгибе принято с учетом коэффициента условий работы бетона при его предварительном обжатии $m_б = 1{,}2$. Введение этого коэффициента бóльшего единицы учитывает специфику предварительно напряженного железобетона и может быть обусловлено кратковременностью действия максимального усилия обжа-

тия бетона при изготовлении сборных элементов. В ряде случаев учет коэффициента $m_б = 1{,}2$ позволяет проектировать конструкции более экономично.

Условные расчетные сопротивления бетона при осевом растяжении также отличаются от расчетных сопротивлений, принятых в НиТУ 123-55, на величину коэффициента условий работы бетона на осевое растяжение $m_{бр} = 1{,}5$. Введение этого коэффициента, учитывающего специфику предварительно напряженного железобетона, обусловлено тем, что в этих конструкциях роль бетона в сопротивлении образованию трещин, вследствие его предварительного обжатия, как правило, заметно меньше, чем в ненапрягаемых железобетонных конструкциях. Как показали сравнительные расчеты предварительно напряженных конструкций на трещиностойкость, выполненные Гипротис, величина коэффициента $m_{бр} = 1{,}5$ достаточно хорошо характеризует участие бетона на растяжение для различного типа предварительно напряженных конструкций.

В целях упрощения пользования данными табл. 4 величина условных расчетных сопротивлений бетона при растяжении ($R_{ру}$) принята одинаковой без учета условий его приготовления, так как влияние условий приготовления бетона невелико и им можно пренебречь.

Условное расчетное сопротивление арматуры, работающей на сжатие, для всех марок сталей принято не более браковочного минимума предела текучести и во всяком случае не более 3 600 *кг/см²*. Это объясняется тем, что предельные относительные деформации бетона при сжатии могут не превышать 0,0025, а при быстром загружении конструкции или при слабом проявлении пластичности бетона — составлять всего лишь порядка 0,0018. При этих значениях деформаций бетона напряжения в арматуре составят примерно 4 500 — 3 600 *кг/см²*. Нижний предел принят за условное расчетное сопротивление арматуры при сжатии.

Расчетные модули упругости арматуры приняты равными нормативным модулям.

В пп. 20 — 35 (раздел V „Основные расчетные положения") даны общие указания о расчете конструкций и сведения о коэффициентах условий работы элементов, а также о коэффициенте точности натяжения арматуры.

Следует отметить, что в ненапрягаемых железобетонных конструкциях площадь основной растянутой арматуры, как правило, определяется из расчета их несущей способности. Для предварительно напряженных конструкций площадь арматуры в ряде случаев будет предопределяться не расчетом их несущей способности, а расчетом трещиностойкости; это обстоятельство должно учитываться при проектировании конструкций.

В отличие от ненапрягаемых железобетонных конструкций, для которых несущую способность проверяют, главным образом, на воздействие внешних нагрузок или собственного веса, в предварительно напряженных конструкциях возникает необходимость проверять несущую способность также на воздействие усилий при предварительном обжатии их бетона. Это и оговорено в **п. 21**. Там же указано об определении в случае необходимости выгиба элементов, вызываемого предварительным обжатием бетона, например, в случаях, когда жесткость конструкций без учета выгиба оказывается недостаточной.

В тех случаях, когда жесткость предварительно напряженных конструкций велика, в п. 21 указывается, что расчета жесткости можно не производить.

В **п. 22** указано, на какие воздействия должны рассчитываться сборно-монолитные конструкции, поскольку они могут подвергаться большему числу сочетаний нагрузки, чем конструкции других типов.

Все конструкции подразделяются на три категории трещиностойкости (**п. 23**) и для них даны указания о том, когда требуется проверка образования трещин.

В **п. 24** указывается, что для отдельных частей сечения конструкций 2-й категории трещиностойкости можно не производить расчета трещиностойкости при отсутствии агрессивной среды и многократно повторяющейся нагрузки, например, для наклонных сечений, армированных горячекатаной сталью или сварной арматурой из холоднотянутой проволоки. Это вызвано тем, что как и в обычных (ненапрягаемых) железобетонных конструкциях образование трещин в рассматриваемых сечениях не является опасным для их службы, если при проектировании конструкций соблюдены соответствующие требования норм и технических условий.

Расчет трещиностойкости (**п. 25**) для большинства конструкций производят на нормативные нагрузки и лишь для конструкций 1-й категории, к которым предъявляется требование непроницаемости, расчет производят по расчетным нагрузкам.

Величины предельных прогибов изгибаемых предварительно напряженных элементов, учет факторов, повышающих их жесткость (**п. 26**) приняты в инструкции такими же, как и для ненапрягаемых элементов.

В **п. 27** указаны основные положения расчета конструкций на трещиностойкость.

В **п. 28** производятся основные рекомендации по дифференцированному учету потерь предварительного напряжения арматуры, вызванных различными факторами. Эта часть раздела значительно развивает данные об учете потерь по сравнению с тем, что рекомендовалось ранее действовавшей инструкцией И-148-52. Введение дифференциации потерь позволяет более точно проектировать конструкции. При назначении потерь были использованы зарубежные данные в части учета потерь от релаксации напряжений стали, трения арматуры о стенки каналов и т. п. Для определения потерь от ползучести бетона использованы результаты экспериментальных работ НИИЖБ, которыми установлено, что при значениях предварительного напряжения бетона $\sigma_б$, не превышающих $0{,}5\,R'$, потери пропорциональны напряжениям; при более высоком предварительном напряжении бетона деформации ползучести нарастают с бо́льшей степенью интенсивности.

Ниже в табл. I приводятся данные о принятых в ряде зарубежных стран предельных величинах напряжений обжатия бетона $\sigma_б$, допускаемых в крайнем наиболее напряженном волокне во время передачи усилий с арматуры на бетон, установленные соответствующими нормами или правилами проектирования предварительно напряженных железобетонных конструкций.

При определении потерь предварительного напряжения в арматуре от ползучести бетона коэффициент k для арматуры из горячекатаной стали принят $k = 0{,}8$ в связи с тем, что для такой арматуры уменьшение предварительного напряжения в ней от ползучести бетона заметнее влияет на снижение самой ползучести, чем при высокопрочной арматуре, для которой принято $k = 1$.

Потери напряжений в арматуре от релаксации напряжений стали не должны учитываться, если в напряженной арматуре усилия растяжения не изменяются с возникновением деформаций в ней (например, при натяжении арматуры подвешенным грузом и т. п.).

Потери предварительного напряжения в арматуре зависят также от деформаций обжатия шайб, прокладок, анкеров стаканного типа, смятия бетона под анкерами, а также деформации захватных приспособлений при вибрировании бетонной смеси в процессе изготовления конструкции

Таблица 1

Обозначение	Относительная величина предварительного обжатия бетона, принятая в:					
	Бельгии	Англии	Франции	Германии	Швейцарии	США
$\sigma_б/R^*_{цил}$	0,45	0,5	0,5	0,45	0,4	0,55—0,6
$\sigma_б/R$	0,37	0,4	0,4	0,37	0,32	0,45—0,49
$\sigma_б/R_{пр}$	0,52	0,57	0,57	0,52	0,45	0,65—0,7

* Первая строка табл. 1 заимствована из книги Lin F. „Desing of prestressed concrete Structures," 1955, стр. 384. Остальные величины вычислены при $R_{цил}=0{,}81R$ и $R_{пр}=0{,}7R$,
где $R_{цил}$ — цилиндрическая прочность бетона при отпуске арматуры;
R — то же кубиковая;
$R_{пр}$ — то же призменная.

и т. п.; все эти факторы, влияющие на потери предварительного напряжения в арматуре, учитываются табл. 8.

В **пп. 29 и 33** предусматривается, что предельно допустимая величина контролируемого предварительного напряжения будет различной при натяжении арматуры на упоры или на бетон.

В ранее действовавшей инструкции И-148-52 предельно допустимая величина контролируемого предварительного напряжения для обоих случаев натяжения арматуры принималась одинаковой, что вызывало необходимость производить дополнительную проверку величины напряжения в арматуре при эксплуатационных нагрузках в элементах с арматурой, натягиваемой на бетон; в настоящее время такая проверка не требуется.

Указание в **п. 29** о наименьшей величине предварительного напряжения холоднотянутой проволоки в размере 40% от ее нормативного сопротивления обусловлено тем, что при меньшей величине предварительного напряжения в некоторых случаях фактическая несущая способность элементов может оказаться более низкой, чем это принято по расчету; так, например, в малоармированных изгибаемых элементах (плитах, панелях и т. п.) с развитой растянутой зоной бетона трещиностойкость и жесткость элементов может быть достаточной и без сколько-нибудь значительного предварительного обжатия бетона. Однако при этих условиях слабо натянутая арматура после образования трещин в растянутой зоне бетона получит значительные удлинения, ширина трещин недопустимо возрастает, а высота сжатой зоны бетона резко сократится, что вызовет преждевременное разрушение элемента.

В **п. 32 и приложении 5** указывается на необходимость учитывать упругое обжатие бетона при неодновременном натяжении арматуры после его отвердения. Следует отметить, что более точный учет влияния неравномерного обжатия бетона и изменения предварительного напряжения арматуры, чем это рекомендуется инструкцией, требует слишком трудоемких вычислений. В целях упрощения расчетных выкладок в инструкции даются указания для расчета упругого обжатия, вызываемого не каждым пучком или стержнем в отдельности, а группой пучков или стержней; последнее тем более необходимо при групповом натяжении арматуры.

В **п. 34** приведены величины коэффициентов условий работы элементов, принятые в основном такими же, что и для ненапрягаемых конструк-

ций; исключение составляют коэффициенты условий работы элементов, для которых характерна возможность внезапного разрушения; для этих конструкций коэффициент условий работы принят менее единицы. Снижение коэффициента условий работы для напорных труб обусловлено сложностью учета всех факторов, влияющих на их несущую способность.

В **п. 35** приведены коэффициенты точности натяжения арматуры. В связи с тем, что предварительное напряжение практически не влияет на несущую способность элементов, запроектированных в соответствии с требованиями СН 10-57, коэффициент точности натяжения арматуры в этих случаях принят равным единице.

В **пп. 36—41** (раздел VI „Определение напряжений в бетоне и арматуре") приведены основные указания по определению напряжений в арматуре и бетоне предварительно напряженных конструкций.

В **пп. 36** даны указания о необходимости определения геометрических характеристик сечения элементов во всех случаях как для приведенного сечения; в ранее действовавшей инструкции И-148-52 такие указания отсутствовали.

Напряжение в бетоне определяется по формулам сопротивления упругих материалов, а усилие обжатия бетона рассматривается как внешняя сила. При этом величина усилия обжатия бетона N_0 в общем виде выражается через напряжения в напрягаемой арматуре σ_0.

В зависимости от рассматриваемой стадии напряженного состояния элемента величины σ_0 и σ_0' для арматуры $F_н$ и $F_н'$ могут изменяться на величину потерь $\sigma_п$ и $\sigma_п'$.

Для пояснения принятого в инструкции обозначения напряжений арматуры и бетона ниже в качестве примера рассматриваются напряженные состояния двух элементов с натяжением арматуры на упоры и на бетон.

В **табл. 2** показана схема работы предварительно напряженного железобетонного элемента при натяжении арматуры на упоры; вся арматура элемента подвергнута предварительному напряжению растяжения, а бетон — осевому обжатию по всему поперечному сечению. На эскизе пп. 1—3 табл. 2 условно показаны упоры, на которые натягивают арматуру, снабженную по концам специальными захватами. На эскизе п. 1 размещена арматура элемента до натяжения, а на эскизе п. 2 — после ее натяжения внешней растягивающей силой ($N_0 = F_н\sigma_0$) до контролируемого напряжения σ_0 и закрепления на упорах. Величина предварительного напряжения σ_0 может оставаться неизменной до момента спуска натяжения, или уменьшится вследствие потерь от релаксации напряжений стали (σ_3), податливости зажимов арматуры при вибрировании бетонной смеси (σ_4) и изменения температуры арматуры (σ_7). При этом суммарная величина первой группы потерь предварительного напряжения арматуры до обжатия бетона принимается равной $\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7$, а оставшиеся предварительные напряжения σ_{01} будут составлять $\sigma_{01} = \sigma_0 - \sigma_{п1}$.

На эскизе п. 3 показан элемент в процессе твердения бетона до момента спуска натяжения арматуры, а на эскизе п. 4 — после спуска натяжения, вызвавшего укорочение бетона и его обжатие до напряжения $\sigma_{б1}$. При этом величина предварительного напряжения арматуры составит $\sigma_{н1} = \sigma_{01} - n\sigma_{б1}$, где n — отношение модулей упругости стали и бетона. После обжатия бетона в нем проявляются пластические деформации ползучести от сжатия; кроме того, продолжается его усадка, в связи с чем бетон и арматура дополнительно укорачиваются и теряют часть напряжений.

Вторая группа потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки бетона (σ_1), ползучести его (σ_2) и многократно повторяющейся

нагрузки (σ_8), если такая нагрузка прилагается, составит величину $\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_8$; она суммируется с потерями до обжатия бетона ($\sigma_{п1}$).

Оставшееся предварительное напряжение в арматуре после проявления всех потерь называется установившимся и принимается равным $\sigma_{н2}$ (см. эскиз п. 5). При этом напряжение в бетоне после проявления потерь $\sigma_{п2}$ соответственно уменьшится и составит величину $\sigma_{б2}$.

Под действием внешней растягивающей нагрузки, центрально приложенной к элементу, напряжения бетона уменьшаются и доходят до нуля (см. эскиз п. 6). Арматура при этом удлиняется и ее растягивающее напряжение возрастает до $\sigma_{о2} = \sigma_о - \sigma_{п1} - \sigma_{п2}$. С увеличением внешней нагрузки напряжения в арматуре достигают величины $\sigma_{о2} + 300 кг/см^2$, а в бетоне элемента возникают растягивающие напряжения, достигающие условного расчетного сопротивления $R_{ру}$ (см. эскиз п. 7), и затем образуются трещины (см. эскиз п. 8). Если после образования трещин в бетоне напряжения в арматуре не достигают условного расчетного сопротивления ($R_{ну}$), то возможно дальнейшее увеличение внешней нагрузки. Для элемента, арматура которого не достигла условного расчетного сопротивления (предела текучести или предела прочности), снижение внешней нагрузки приведет к закрытию трещин в бетоне и его обжатию (см. эскиз п. 9). В этом случае элемент также остается предварительно напряженным, хотя часть напряжений в нем может быть дополнительно необратимо потеряна.

В табл. 3 показана схема работы предварительно напряженного элемента при натяжении арматуры на бетон. Вся арматура элемента после отведения бетона подвергнута предварительному напряжению растяжения до контролируемого напряжения, равного $\sigma_н$, а бетон — осевому обжатию по всему поперечному сечению. В этом случае арматура до обжатия бетона не имеет с ним сцепления и располагается в каналах. Инъектирование каналов цементным тестом (или раствором) производят после натяжения арматуры (см. эскиз п. 4). По окончании обжатия бетона первая группа потерь предварительного напряжения арматуры составит $\sigma_{п1} = \sigma_4 + \sigma_5$; эти потери могут быть вызваны обжатием прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, податливостью анкеров арматуры и др. (σ_4), и ее трением о стенки канала (σ_5). Для этой стадии работы элемента напряжения в арматуре составят $\sigma_{н1}$, а в бетоне — $\sigma_{б1}$.

После проявления второй группы потерь предварительного напряжения $\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, т. е. потерь, вызванных усадкой бетона (σ_1), ползучестью бетона (σ_2) и релаксацией напряжений стали (σ_3), оставшиеся или так называемые установившиеся напряжения в арматуре будут равны $\sigma_{н2}$, а в бетоне $\sigma_{б2}$ (см. эскиз п. 5).

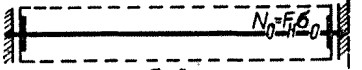
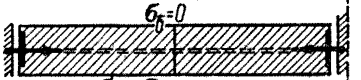
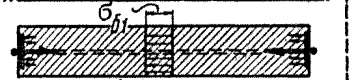
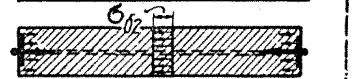
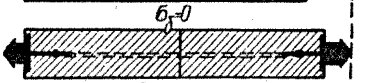
При приложении внешней растягивающей нагрузки работа элемента и его напряженные состояния (см. эскизы пп. 6—9) будут аналогичны работе и напряженным состояниям элемента с арматурой, натянутой на упоры, и приведенным в пп. 6—9 табл. 2.

У внецентренно обжатых элементов, в которых обжимается часть бетона поперечного сечения, изменения напряженного состояния обжатого бетона на разных стадиях его работы происходят подобно тому, как это было указано выше для центрально обжатых элементов.

Приведенные выше в табл. 2 и 3 схемы изменения напряжений даны для элементов только с напрягаемой арматурой. При наличии в элементах ненапрягаемой арматуры изменение стадий их напряженного состояния практически останется таким же, но только дополнительно необходимо учитывать наличие сжимающих напряжений $\sigma_а$ и $\sigma'_а$ в ненапрягаемой арматуре, что и предусматривается в пп. 36 и 40.

Таблица 2

Схема напряжений предварительно напряженного железобетонного элемента при натяжении арматуры на упоры

	Стадия натяжения арматуры и работы элемента	Эскиз	Напряжения		Обобщенные напряжения	
			в арматуре	в бетоне	в арматуре	в бетоне
1	Арматура до натяжения		0	—	0	—
2	Арматура после натяжения		σ_0 или $\sigma_{01} = \sigma_0 - \sigma_{п1}$, где $\sigma_{п1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7$	—	σ_0	—
3	Элемент забетонирован			0	σ_0	0
4	Бетон обжат		$\sigma_{н1} = \sigma_{01} - n\sigma_{б1}$	$\sigma_{б1}$	$\sigma_н$	$\sigma_б$
5	Произошли полная усадка и ползучесть бетона		$\sigma_{н2} = \sigma_{н1} - \sigma_{п2}$, где $\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2$	$\sigma_{б2}$	$\sigma_н$	$\sigma_б$
6	Внешняя нагрузка погасила обжатие бетона		$\sigma_{02} = \sigma_0 - (\sigma_{п1} + \sigma_{п2})$	0	σ_0	0
7	Элемент непосредственно перед образованием трещин		$\sigma_{02} + 300\ кг/см^2$	$R_{ру}$	$\sigma_0 + 300\ кг/см^2$	$R_{ру}$
8	Образовались трещины		$\leqslant R_{ну}$	—	—	—
9	Нагрузка снята; трещины закрылись		$\sim \sigma_{н2}$	$\sim \sigma_{б2}$	$\sim \sigma_н$	$\sim \sigma_б$

Обозначения, принятые в табл. 2, см. на стр. 227.

I. Обозначения, принятые в табл. 2:

σ_1 — потери напряжения в арматуре от усадки бетона;

σ_2 — то же, от ползучести бетона;

σ_3 — то же, от релаксации напряжений арматуры;

σ_4 — то же, от деформации анкеров арматуры;

σ_7 — то же, от изменения разности температур натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения;

$\sigma_{н1}$ — напряжения в арматуре после спуска натяжения и проявления первой группы потерь ($\sigma_{п1}$) и обжатия бетона до напряжения $\sigma_{б1}$;

$\sigma_{н2}$ — то же, после спуска натяжения и проявления всех потерь ($\sigma_п = \sigma_{п1} + \sigma_{п2}$) и обжатии бетона до напряжения $\sigma_{б2}$.

В целях сокращения числа обозначений и обобщения формул для определения напряжений в арматуре и бетоне на различных стадиях работы предварительно напряженных элементов, в тексте инструкции, а также в двух последних графах табл. 2 и 3 приняты следующие обобщенные обозначения взамен рассмотренных в примерах 1 и 2 на различных стадиях натяжения арматуры и работы элементов, а именно:

обозначения $\sigma_{п1}$, $\sigma_{п2}$, $\sigma_{п1} + \sigma_{п2}$ и $\sigma_{п3}$ заменяются $\sigma_п$

» σ_0, σ_{01} и σ_{02} заменяются на σ_0

» σ'_0, σ'_{01} и σ'_{02} заменяются на σ'_0

» $\sigma_{н1}$ и $\sigma_{н2}$ заменяются на $\sigma_н$

» $\sigma'_{н_1}$ и $\sigma'_{н_2}$ заменяются на $\sigma'_н$

» $\sigma_{б1}$ и $\sigma_{б2}$ заменяются на $\sigma_б$

Записав формулы в общем виде, следует иметь в виду, что в зависимости от рассматриваемой стадии напряженного состояния элемента обобщенные обозначения характеризуют различные напряжения, указанные в условных обозначениях инструкции (см. раздел напряжения).

При пользовании расчетными формулами проектировщику каждый раз взамен обобщенных обозначений нужно подставлять ту или иную конкретную величину, соответствующую рассматриваемому напряженному состоянию элемента, условиям натяжения арматуры, виду действующих нагрузок и др.

В п. 37 приводятся расчетные формулы, выражающие зависимость контролируемого напряжения $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ верхней и нижней натягиваемой на бетон арматуры $F_н$ и $F'_н$ от напряжений σ_0 и σ'_0 и величины предварительного напряжения бетона $\sigma_б$ и $\sigma'_б$,

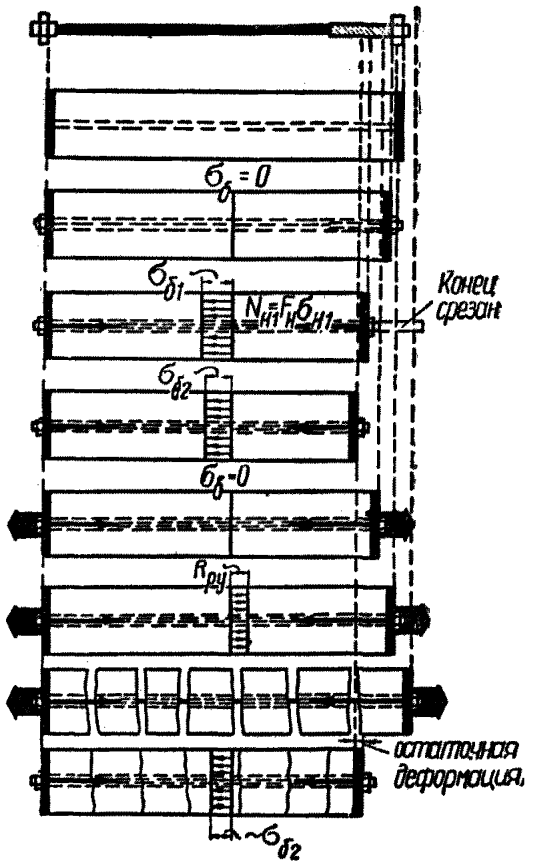
$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_0 y_н}{J_{бп}} \qquad \sigma'_б = \frac{N_0}{F_{бп}} - \frac{N_0 e_0 y'_н}{J_{бп}}.$$

Значения $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ выражают величину предварительного напряжения в арматуре $F_н$ и $F'_н$ на уровне их центров тяжести после обжатия бетона. При отсутствии потерь обозначениям $\sigma_н$ и $\sigma'_н$ соответствуют обозначения контролируемого напряжения арматуры, натягиваемой после затвердения бетона, обозначаемое в инструкции И-148-52 через $\sigma_{ак}$ и $\sigma'_{ак}$.

Для конструкций, в которых величина потерь предварительного напряжения ($\sigma_п$) может меняться по длине элемента, например, за счет сил

Схема напряжений предварительно напряженного железобетонного элемента при натяжении арматуры на бетон

Таблица 3

	Стадия натяжения арматуры и работы элемента	Эскиз	Напряжения в арматуре	Напряжения в бетоне	Обобщенные напряжения в арматуре	Обобщенные напряжения в бетоне
1	Арматура до натяжения		0	—	0	—
2	Элемент до обжатия		—	0	—	0
3	Произошла начальная усадка бетона; арматура заведена в элемент		0	0	0	0
4	Арматура натянута; бетон обжат; канал заполнен раствором		$\sigma_{н1} = \sigma_0 - n\sigma_{б1}$ или $\sigma_{н1} = \sigma_{01} - n\sigma_{б1}$ $\sigma_{п1} = \sigma_4 + \sigma_5$	$\sigma_{б1}$	$\sigma_н$	$\sigma_б$
5	Произошли полная усадка и ползучесть бетона		$\sigma_{н2} = \sigma_{н1} - \sigma_{п2}$, где $\sigma_{п2} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$	$\sigma_{б2}$	$\sigma_н$	$\sigma_б$
6	Внешняя нагрузка погасила обжатие бетона		$\sigma_{02} = \sigma_0 - (\sigma_{п1} + \sigma_{п2})$	0	σ_0	0
7	Элемент непосредственно перед образованием трещин		$\sigma_{02} + 300$ кг/см²	$R_{ру}$	$\sigma_0 + 300$ кг/см²	$R_{ру}$
8	Образовались трещины		$\leqslant R_{ну}$	—	—	—
9	Нагрузка снята; трещины закрылись		$\sim \sigma_{н2}$	$\sim \sigma_{б2}$	$\sim \sigma_н$	$\sim \sigma_б$

где σ_1; σ_2; σ_3; σ_4; $\sigma_{н1}$ и $\sigma_{б1}$ — те же обозначения, что и в табл. 2;

σ_0 — потери напряжения в арматуре от трения пучков или стержневой арматуры о стенки каналов.

трения арматуры о бетон, величину контролируемого напряжения следует определить по формуле:

$$\sigma_н = \sigma_{01} - n\left(\frac{N_{01}}{F_{бп}} + \frac{N_{01}e_0 y_н}{J_{бп}}\right) + \sigma_{п1};$$

где σ_{01} — напряжение в арматуре после проявления первых потерь;

N_{01} — равнодействующая усилий во всей напрягаемой арматуре после проявления первых потерь ($\sigma_{п1}$).

В целях унификации расчета определение контролируемых напряжений в арматуре производят по формулам (5) и (6) п. 37 при значениях N_0, вычисленных по напряжениям арматуры после проявления первых потерь и σ_0 до появления потерь, так как $\sigma_{01} + \sigma_{п1} = \sigma_0$.

В п. 39 указывается на необходимость проверки главных напряжений в сечении по грани опоры при армировании элемента проволокой без анкеров. Это вызывается тем, что напряжения арматуры у концов элемента изменяются от нуля до максимума на длине участка l.

По опытам ВНИИЖелезобетона величина l зависит от многих факторов (в частности от прочности бетона при его обжатии) и составляет от 30 до 120 диаметров проволоки. Принятые значения l соответствуют опытным данным.

В пп. 42—51 (раздел VII „Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по несущей способности") приведенная методика расчета практически сохраняется такой же, как и для обычных ненапрягаемых железобетонных конструкций. В связи с этим расчетные формулы приводятся только в приложении 1.

Основная особенность расчета заключается в учете влияния на несущую способность элементов предварительно напряженной арматуры, расположенной в их сжатой зоне. Это влияние не учитывается в элементах, высота сжатой зоны которых в предельном состоянии невелика и ограничивается условием $S_б \leqslant 0{,}4\,S_0$ (см. п. 43); для прямоугольного сплошного сечения это условие удовлетворяется при высоте сжатой зоны не более $0{,}27\,h_0$.

Большинство расчетных формул составлено с учетом возможного применения для армирования элементов арматуры из нескольких марок стали.

Для облегчения практических расчетов инструкция содержит разработанные Гипротисом таблицу и графики, которые аналогичны таблице и графикам, применяемым для расчета ненапрягаемых конструкций.

В п. 45 приведены указания о расчете элементов на усилия, возникающие при их изготовлении (обжатии бетона), транспортировании и монтаже. При обжатии бетона учитывают возможность снижения предварительного напряжения арматуры в предельной стадии работы элемента на величину 3 000 *кг/см²*. В п. 45 указано, в каких случаях и пределах эта величина потерь предварительного напряжения может изменяться. При одновременном натяжении на бетон всей арматуры усилие обжатия контролируется независимо от потерь предварительного напряжения.

В связи с этим потери принимаются равными нулю. При не одновременном натяжении всей арматуры, а частями (т. е. при групповом натяжении) потери напряжения принимают в зависимости от количества ранее натянутой арматуры.

Величина снижения предварительного напряжения в арматуре на 3 000 *кг/см²* (вместо 3 600 *кг/см²* при расчете в стадии эксплуатации) принята из условия, что при достаточно быстром обжатии бетона его пластические деформации могут полностью не проявиться.

П. 46. Особенность расчета предварительно напряженных центрально сжатых элементов с арматурой, натягиваемой на бетон, по сравнению с расчетом обычных ненапрягаемых железобетонных элементов заключается в необходимости учета продольного изгиба элемента (**см. п. 46**) при его обжатии вследствие возможного отклонения элемента по отношению к арматуре, натягиваемой в каналах, пазах или на поверхности. Для элементов с арматурой, располагаемой в каналах, величину возможного отклонения арматуры от проектного положения принимают равной половине диаметра или ширины (высоты) канала и элементы рассчитывают как внецентренно сжатые.

Учет гибкости предварительно напряженных внецентренно сжатых элементов принят по инструкции И-148-52, вследствие отсутствия более полных экспериментальных данных.

В пп. 48 приводится расчетная формула для проверки прочности бетона на смятие под анкерами, принятая по экспериментальным данным МИСИ и НИИЖБ; в ранее действующей инструкции И-148-52 таких указаний не было.

В пп. 52—58 (раздел VIII „Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по трещиностойкости") приведены данные для расчета различных элементов.

При выводе формул для расчета трещиностойкости элементов с симметричным относительно плоскости изгиба поперечным сечением (прямоугольным, тавровым, двутавровым и т. п.) от действия изгиба, внецентренного сжатия или внецентренного растяжения схема напряженного состояния, в стадии непосредственно предшествующей образованию трещин в бетоне растянутой зоны, принята по рис. 1 инструкции; при этом принято, что:

1) напряжения и деформации по высоте сжатой зоны элемента распределяются по треугольной эпюре;

2) напряжения в бетоне растянутой зоны распределяются по прямоугольной эпюре;

3) деформации бетона по высоте растянутой зоны, а также напряжения и деформации в арматуре, расположенной по высоте растянутой зоны, распределяются по треугольной эпюре;

4) предельная относительная деформация растянутой зоны на грани сечения равна $\frac{2R_{ру}}{E_б^н}$, т. е. принимается такой же, как и для бетона обычных ненапрягаемых железобетонных конструкций.

Величина усилий в арматуре $F_н$, $F'_н$, $F_а$ и $F'_а$ при расчете трещиностойкости принимается в соответствии с рис. 1 (п. 27) инструкции.

Для изгибаемых конструкций, армированных предварительно напряженными элементами (брусками, досками и т. п.), расчетные формулы получены из рассмотрения тех же условий, что были приняты при выводе расчетных формул для сечений предварительно напряженных конструкций.

Момент образования трещин в предварительно напряженных элементах определяется с учетом того, что окружающий их бетон имеет трещины. Учет величины предварительного обжатия бетона элементов, определение величины предварительного напряжения их арматуры и т. п. производят по общим формулам расчета предварительно напряженных конструкций.

Вывод и обоснование формул для расчета трещиностойкости приведены в журнале „Бетон и железобетон" № 5, 1957 г. (см. статью проф. А. А. Гвоздева и канд. техн. наук С. А. Дмитриева „К расчету предва-

рительно напряженных, обычных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещин").

Пп. 59—65 (глава IX) посвящены расчету элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по деформациям.

Основные особенности расчета элементов по деформациям (по третьему предельному состоянию) изложены в общей части пояснительной записки.

Необходимо отметить, что в **п. 62** θ — коэффициент снижения жесткости элемента при длительном действии нагрузки принимается уменьшенным вдвое по сравнению с НиТУ 123-55. Это вызывается тем, что при отсутствии растягивающих напряжений и трещин в бетоне растягиваемой зоны в стадии эксплуатации элемента снижение жесткости в этой стадии происходит менее значительно, чем в обычных железобетонных конструкциях.

Указание о снижении коэффициента θ не распространяется на предварительно напряженные железобетонные элементы, сжатая зона которых выполнена из легкого бетона, так как деформации легкого бетона будут более значительными, нежели тяжелого бетона.

В пп. 66—68 (раздел X „Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по раскрытию трещин") содержатся указания по расчету ширины раскрытия трещин. Как и при расчете деформаций, ширина раскрытия трещин определяется по методике, принятой для расчета обычных ненапрягаемых железобетонных конструкций. При этом напряжения в арматуре, подсчитываемые при расчете раскрытия трещин, определяют с учетом предварительного напряжения.

В пп. 69—110 (раздел XI „Конструктивные требования") даны указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов.

В пп. 69—85 изложены общие положения по конструированию предварительно напряженных элементов с непрерывной арматурой, с пучками, стержнями, вкладышами и тому подобных сборных, сборно-монолитных и монолитных конструкций.

Пп. 76 и 77. Из условия обеспечения требуемой трещиностойкости (п. 76) рекомендуется предварительно напряженную арматуру $F_н$ и $F'_н$ (ее площадь и величину натяжения) принимать так, чтобы равнодействующая усилий предварительного натяжения после обжатия бетона располагалась в пределах или вблизи грани ядра сечения наиболее растянутой зоны элемента. Для конструкций 3-й категории трещиностойкости величина натяжения арматуры может быть менее значительной, чем для конструкций 1-й и 2-й категории трещиностойкости (см. п. 77). Это позволяет облегчить формы, натяжные устройства и т. п.

В п. 79 предусматривается смешанное армирование элементов; применение горячекатаной арматуры, не подвергаемой предварительному напряжению, ограничивается 30%, что обусловлено требованиями повышения эффекта предварительного напряжения элемента. В целях более рационального использования высокопрочной холоднотянутой проволоки этим же пунктом запрещается ее применение без предварительного напряжения, так как при отсутствии натяжения ее прочностные характеристики не могут быть использованы полностью.

В п. 82 особое внимание обращено на необходимость установки дополнительной поперечной арматуры и уширения концов элементов, воспринимающих значительные местные усилия от предварительно напряженной арматуры и реакции опор. Рекомендации по усилению концов элементов даны в соответствии с результатами отечественных и зарубежных опытов.

Следует, однако, отметить, что эти рекомендации не могут считаться исчерпывающими и должны быть дополнены по мере накопления экспериментальных материалов.

В п. 83 обращается внимание на необходимость надежной защиты арматуры как в пролете, так и на опорах от воздействия высоких температур в предварительно напряженных конструкциях, к которым предъявляются повышенные требования огнестойкости.

В п. 84 даны указания по устройству каналов в элементах для пучковой и стержневой арматуры. В связи с тем, что оболочки каналов при бетонировании могут искривляться, из-за чего затрудняется пропуск арматуры в каналы, увеличиваются за счет трения потери напряжения арматуры по длине элемента, внутренний диаметр каналов рекомендуется принимать на 5—15 *мм* больше диаметра пучка или стержня. При таких размерах каналов обеспечивается также лучшее качество инъектирования каналов раствором.

В пп. 86—92 приведены рекомендации о расположении арматуры в элементах (схемы расположения арматуры, ее натяжения, отгибов и др.). Предусматривается возможность прямолинейного и криволинейного расположения арматуры по длине элемента с учетом огибающей эпюры моментов и поперечных сил, а также очертания элемента; при этом указывается о необходимости использования существующего оборудования для натяжения арматуры; там же указано о целесообразности применения поперечной предварительно напряженной арматуры.

В пп. 93—96 и приложении 7 освещены вопросы анкеровки предварительно напряженной арматуры. Устройства для анкеровки арматуры рекомендуются как из числа указанных в инструкции И-148-52, так и новых типов анкеров, нашедших применение в отечественной и зарубежной практике. Там же указаны условия применения арматуры без анкеров, а также арматуры, не подвергаемой предварительному напряжению.

П. 97. Предварительно напряженная арматура из холоднотянутой проволоки, как правило, должна выполняться без стыков **(п. 97)**, так как их осуществление трудоемко или приводит к местному снижению ее прочности.

Для горячекатаной арматуры рекомендуются преимущественно сварные стыки.

В пп. 99—102 приведены указания о толщинах защитного слоя бетона и расстояниях между стержнями и проволоками, установленные с учетом требований НиТУ 123-55 и специфики предварительно напряженных конструкций и их арматуры.

В пп. 103—109 освещены вопросы стыкования элементов и устройства закладных деталей. При этом обращается внимание на мероприятия, устраняющие нагрев предварительно напряженной арматуры при выполнении сварных стыков.

В п. 110 отдельно выделены требования, которые должны быть приведены в рабочих чертежах конструкций, пояснениях к ним и в технических условиях на проектируемые элементы, что облегчит использование чертежей и технических условий при проектировании.

Ниже приводятся краткие разъяснения вопросов расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций на выносливость.

Расчеты на выносливость составляют специальный раздел расчетов конструкций; конструкции рассчитывают на выносливость в тех случаях, когда на сооружение действует в эксплуатационных условиях многократно повторяющаяся нагрузка. Предполагается, что число повторений нагрузки за период эксплуатации сооружения достаточно велико и со-

ставляет миллионы раз. К такого рода конструкциям относятся подкрановые балки мостовых кранов, эстакады, шпалы и т. п.

Анализ кривых распределения величин нагрузок, действующих на сооружение за весь срок его службы, показывает, что чем больше абсолютная величина нагрузки, тем реже ее повторяемость. Поэтому нагрузка, принимаемая в расчетах на выносливость, меньше по абсолютной величине той нагрузки, которая вообще может появиться на сооружении. Следовательно, расчеты на выносливость для указанных видов конструкций не заменяют собой расчетов на прочность, а должны производиться параллельно с ними. Размеры элементов конструкций принимают по наиболее неблагоприятным данным, полученным из расчетов на прочность или выносливость.

Большой класс сооружений не испытывает указанного выше воздействия повторной нагрузки и поэтому их рассчитывают только на прочность.

Общие соображения о расчете конструкций на выносливость изложены в **п. 20** инструкции.

Условные расчетные сопротивления бетона на выносливость $R'_{\text{пру}}$, $R'_{\text{иу}}$ и $R'_{\text{ру}}$ (сокращенно — $R'_{\text{бу}}$), которые необходимы для проектирования конструкций, учитывают ряд факторов, связанных с особенностями воздействия многократно повторяющейся нагрузки. Величины $R'_{\text{бу}}$, помещенные в табл. 5, определены по формуле:

$$R'_{\text{бу}} = k_{\text{б}}\gamma_{\text{б}}\beta_{\text{б}}R^{\text{н}}_{\text{б}},$$

где $k_{\text{б}}$ — коэффициент однородности бетона, принимаемый в соответствии с указаниями п. 25 НиТУ 123-55;

$\gamma_{\text{б}}$ — коэффициент снижения прочности бетона в результате воздействия многократно повторяющейся нагрузки, зависящий от характеристики амплитуды цикла нагрузки $\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}$; здесь $\sigma_{\text{макс}}$ и $\sigma_{\text{мин}}$ соответственно наибольшее и наименьшее значения сжимающих напряжений, вызываемых нагрузкой;

$\beta_{\text{б}}$ — коэффициент роста прочности бетона со временем по сравнению с нормативной прочностью.

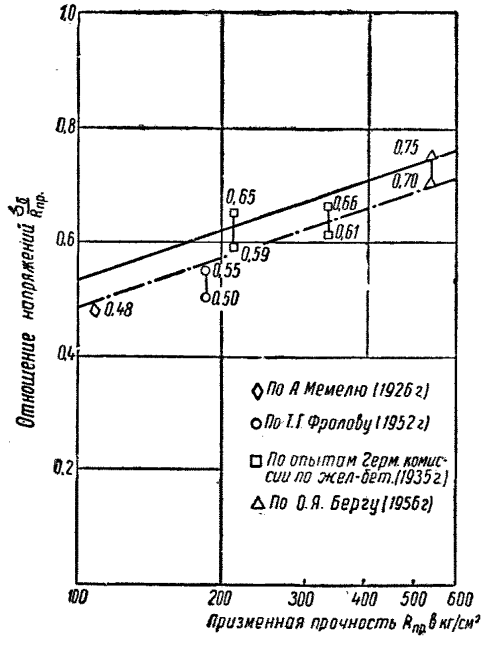
Численные значения коэффициентов объяснены ниже.

Многочисленными экспериментами с широким классом различных материалов было установлено [1], что разрушение под воздействием многократно повторяющейся нагрузки наступает при величине напряжений меньшей, чем предел прочности материала при однократном статическом его нагружении. Величина снижения напряжения, а, следовательно, предел выносливости материала зависят от числа повторений нагрузки и от величины амплитуды изменения напряжений. Число повторений нагрузки, называемой базой испытаний на выносливость, при котором образец при принятых максимальных напряжениях $\sigma_{\text{макс}}$ не разрушается, устанавливается обычно равным $2 \cdot 10^6$ раз.

Наименьшая величина предела выносливости соответствует полному асимметричному циклу воздействия нагрузки или близкому к нему, что характеризуется величиной $0 \leqslant \rho \leqslant 0{,}1$. С увеличением ρ предел выносливости увеличивается и приближается к пределу прочности при однократном статическом загружении.

[1] Г. Мур и Д. Коммерс, Усталость металла, дерева и бетона, Гостехиздат, 1929.

Изучение вопросов прочности бетона привело к теоретическому выводу о том, что предел выносливости при асимметричном цикле действия нагрузки соответствует величине напряжений, при которых в бетоне образуются микротрещины [1]. Это подтверждается экспериментально. На рисунке показана область образования микротрещин в бетоне. Пределы выносливости бетона при $\rho \leqslant 0{,}1$, определенные опытным порядком различными авторами (рисунок), соответствуют теоретическим границам. На основании указанных материалов приняты коэффициенты снижения прочности бетона в результате воздействия многократно повторяющейся нагрузки $\gamma_б$ (при $\rho \leqslant 0{,}1$).



С уменьшением амплитуды изменения напряжений, вызванных многократно повторяющейся нагрузкой, предел выносливости повышается. Для учета этого явления вводится система коэффициентов $k_р$ (см. табл. 6.) Расчетное сопротивление бетона на выносливость при $0{,}1 < \rho \leqslant 0{,}7$ определены как произведение основных величин сопротивлений $R'_{бу}$ на коэффициент $k_р$. Величины $k_р$ приняты как минимально возможные на основании ряда экспериментальных данных.

Условное расчетное сопротивление бетона на выносливость не может быть больше условного расчетного сопротивления бетона на прочность, ибо это противоречило бы физическому смыслу работы материала. Поэтому условное расчетное сопротивление бетона на выносливость, получаемое после умножения на коэффициент $k_р$, принимают не больше соответствующего условного расчетного сопротивления, вводимого в расчет прочности. При значении $\rho > 0{,}7$ всегда произведение $R'_{бу}$ по табл. 5 на коэффициент $k_р$ оказывается бо́льшим, чем условные расчетные сопротивления, вводимые в расчет прочности, поэтому проверка выносливости не требуется, что указано в **п. 18.**

Рост прочности бетона со временем, характеризуемый коэффициентом $\beta_б$, происходит в результате продолжающихся физико-химических процессов твердения цементного камня. Учет этого явления в расчетах на выносливость закономерен, так как принятое расчетное предельное состояние по выносливости относится к последнему периоду службы сооружения после десятков лет его эксплуатации. Как показывают экспе-

[1] О. Я. Берг, Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократно повторной нагрузки, Труды ЦНИИС, вып. 19, 1956, Трансжелдориздат.

рименты, коэффициент $\beta_б$ является переменным и зависит от сорта цемента [1]. При вычислении величин $R'_{бу}$ значения коэффициента $\beta_б$ приняты изменяющимися от 1,4 для бетона марки 200 до 1,2 для бетона марки 600. Принятые значения $\beta_б$ согласуются с некоторыми рекомендациями заграничных норм. Например, в германских нормах проектирования предварительно напряженных железобетонных конструкций в некоторых расчетах разрешается учитывать рост прочности бетона со временем коэффициентом 1,3.

Предел выносливости стали связан с пределом его прочности. Поэтому в качестве исходных величин для определения условных расчетных сопротивлений арматуры на выносливость $R'_{ау}$ из сталей марок Ст. 5, 25Г2С и 30ХГ2С приняты их средние пределы прочности, а не нормативные сопротивления арматуры, которые соответствуют пределу текучести. Для высокопрочной проволоки нормативное сопротивление принимают равным пределу прочности стали и поэтому в данном случае оно является исходным для вычисления величины $R'_{ау}$.

Условное расчетное сопротивление предварительно напряженной арматуры на выносливость определяют по формуле

$$R'_{ау} = k_а \gamma_а k_\rho R_в,$$

где $k_а$ — коэффициент однородности арматурной стали, равный 0,8;

$\gamma_а$ — коэффициент снижения прочности стали в результате воздействия многократно повторяющейся нагрузки, зависящий от ρ; среднее значение $\gamma_а = 0{,}4$ (при $\rho \leqslant 0{,}1$);

$k\rho$ — коэффициент повышения предела выносливости арматуры при $\rho > 0{,}1$; при $\rho \geqslant 0{,}8$ $k_\rho = 1{,}7$; при $\rho \geqslant 0{,}9$ $k_\rho = 1{,}8$;

$R_в$ — предел прочности стали данной марки; для холоднотянутой проволоки — нормативное сопротивление $R^н_н$.

В тексте инструкции приводятся не абсолютные величины $R'_{ау}$, а их относительные значения в долях от нормативного сопротивления данной стали с некоторым округлением результатов подсчетов, получаемых по приведенной выше формуле. Эти величины помещены в п. 51 для значений $\rho \geqslant 0{,}9$ и $0{,}8 \leqslant \rho < 0{,}9$.

Физической основой явлений, происходящих в бетоне, при испытании его многократно повторяющейся нагрузкой с величиной напряжений, равных его пределу выносливости, является непрерывное нарастание остаточной деформации, что сопровождается постепенным изменением кривых упругих деформаций и смещением их в сторону от начала координат. Для оценки этих деформаций вводят (по аналогии с расчетами на ползучесть бетона) расчетный модуль деформаций $E'_б$. В отличие от расчетного модуля упругости $E_б$ он представляет собой отношение величины напряжений к полной (упругой и остаточной) деформации. Используя расчетный модуль деформации $E'_б$, можно фиксировать конечную расчетную величину деформаций, минуя все сложные промежуточные стадии ее изменения. На основании экспериментальных данных по бетону и в некотором соответствии с величинами установившихся напряжений арматуры из сталей различных марок, в качестве расчетных деформаций для вычисления модуля $E'_б$ приняты величины $\varepsilon'_б$ от

[1] G. Magnel, The strength of concrete at the time of loading, „Concr. and construction Eng." vol. XLVII, № 12, 1952.

$0{,}8 \cdot 10^{-3}$ до $1{,}4 \cdot 10^{-3}$. Наименьшие значения $\varepsilon'_б$ отнесены к низким, а наибольшие — к высоким маркам бетона. По указанным величинам деформаций вычислены значения $E'_б$, которые приведены в табл. 4. Там же даны величины коэффициента $n' = \frac{E_а}{E'_б}$ и для сравнения — величины коэффициента $n = \frac{E_а}{E_б}$, принимаемого обычно при расчете по теории упругого тела. Величины n' и n изменяются в зависимости от типа примененной арматуры, для которой в инструкции даны различные модули упругости. Как видно из табл. 4, при расчетах на выносливость расчетный модуль упругости бетона снижается в 2—3 раза в зависимости от марки бетона.

Указанные в табл. 4 величины n' с некоторым округлением приведены в инструкции в табл. 10.

Таблица 4

№ п/п	Наименование показателя и вид арматуры	Значения $E_б$, $E'_б$, n' и n при бетоне марки				
		200	300	400	500	600
1	2	3	4	5	6	7
	I. Расчетные модули упругости и деформаций бетона в $кг/см^2$					
1	Модуль упругости $E_б$ . .	$2 \cdot 10^5$	$2{,}7 \cdot 10^5$	$3{,}1 \cdot 10^5$	$3{,}4 \cdot 10^5$	$3{,}6 \cdot 10^5$
2	Модуль деформаций $E'_б$	$0{,}7 \cdot 10^5$	$1{,}05 \cdot 10^5$	$1{,}4 \cdot 10^5$	$1{,}6 \cdot 10^5$	$1{,}8 \cdot 10^5$
	II. Коэффициенты $n' = \frac{E_а}{E'_б}$					
3	Арматура из стали марки Ст.5	30	20	15	13	11,5
4	Арматура из стали марок 25Г2С и 30ХГ2С .	28,5	19	14,5	12,5	11
5	Арматура из холоднотянутой проволоки . . .	25,5	17,5	13	11,5	10
6	Арматура из канатов или тросов	24	16	12	10,5	9,5
	III. Коэффициенты $n = \frac{E_а}{E_б}$					
7	Арматура из стали марки Ст. 5	10,5	8	7	6,5	6
8	Арматура из стали марок 25Г2С и 30ХГ2С	10	7,5	6,5	6	5,5
9	Арматура из холоднотянутой проволоки . . .	9	6,5	6	5,5	5
10	Арматура из канатов или тросов	8,5	6	5,5	5	4,5

Расчет на выносливость производят по формулам теории упругого тела, но коэффициент приведения напряжений n' принимают с учетом пластических деформаций. С коэффициентом n' вычисляют приведенные площадь, момент инерции и момент сопротивления и вычисляют напряжения в арматуре после того, как определены напряжения в бетоне.

Собственно расчет элементов конструкций на выносливость сводится к вычислению напряжений и сравнению их с условными расчетными сопротивлениями на выносливость для бетона или арматуры. При вычислении напряжений учитывают дополнительные потери предварительно напряженной арматуры.

Для конструкций, имеющих горячекатаную предварительно напряженную арматуру, проверку растягивающих напряжений в бетоне на уровне расположения арматуры не производят. В последний период эксплуатации конструкции допускается образование трещин при нормативной нагрузке. В конструкциях с холоднотянутой проволокой, применяемой в качестве предварительно напряженной арматуры, растягивающие напряжения в бетоне следует вычислять по указаниям пп. 49 и 50. Для предотвращения появления трещин вычисленные напряжения не должны превосходить условного расчетного сопротивления на выносливость $R'_{ру}$.

Потери напряжений в предварительно напряженной арматуре при воздействии многократно повторяющейся нагрузки происходят за счет накопления остаточной деформации в бетоне от указанного воздействия. Следовательно, величину потерь, приведенную в п. 8 табл. 8 (обозначим ее σ_8), можно вычислить из условия:

$$\sigma_8 = (n' - n)\,\sigma_{б3},$$

где $\sigma_{б3}$ — величина напряжений в бетоне с учетом всех потерь, включая потери от воздействия многократно повторяющейся нагрузки.

В последней формуле выражение $(n' - n)$ характеризует величину остаточных деформаций.

В табл. 5 указаны величины $(n' - n)$. Для оценки наибольшей величины потери σ_8 в табл. 5 за величину $\sigma_{б3}$ принято условное расчетное сопротивление бетона на выносливость $R'_{иу}$ (см. табл. 5 инструкции), которое не должно быть превышено при расчетах на выносливость. Произведение $(n' - n)\,R'_{иу}$ определяет наибольшее возможное значение σ_8.

Значения $(n' - n)\,R'_{иу}$ оказываются достаточно близкими между собой; учитывая также некоторую приближенность исходных данных (модулей $E_б$ и $E'_б$ и коэффициентов n' и n) для вычисления σ_8 принято среднее значение произведения $(n' - n)R'_{иу} = 1\,350$ *кг/см²*.

При изложенной методике определения потерь σ_8 неизбежна необходимость повторных их вычислений для последовательного приближения к такому значению σ_8, при котором величина напряжений в бетоне $\sigma_{б3}$ будет отвечать данной величине σ_8. Для упрощения вычислений при проектировании конструкций допускается приближенная оценка величины $\sigma_{б3}$, принимая ее равной $0{,}5\sigma_{б2}$, где $\sigma_{б2}$ соответствует напряжениям в бетоне с учетом потерь $(\sigma_{п1} + \sigma_{п2})$. Следовательно, наибольшая возможная величина потерь напряжений в предварительно напряженной арматуре составляет

$$0{,}5\,(n' - n)\,R'_{иу} = 0{,}5 \cdot 1\,350 \approx 600\ кг/см^2.$$

Таблица 5

№ п/п	Вид арматуры	Значения $(n'-n)$ и $(n'-n)R'_{иу}$ при марке бетона				
		200	300	400	500	600
	I. Значения $n'-n$					
1	Арматура из стали марки Ст.5	19,5	12	8	6,5	5,5
2	Арматура из стали марок 25Г2С или 30ХГ2С	18,5	11,5	8	6,5	5,5
3	Арматура из холоднотянутой проволоки	16,5	11	7	6	5
4	Арматура из канатов или тросов	15,5	10	6,5	5,5	5
	II. Значения $(n'-n)R'_{иу}$ в $кг/см^2$					
	при $R'_{иу}=80$	125	170	215	260	
5	Арматура из стали марки Ст. 5	1 560	1 500	1 360	1 400	1 430
6	Арматура из стали марок 25Г2С или 30ХГ2С	1 480	1 440	1 360	1 400	1 430
7	Арматура из холоднотянутой проволоки	1 320	1 380	1 190	1 290	1 300
8	Арматура из канатов или тросов	1 240	1 250	1 100	1 180	1 300

Напряжения сжатия в бетоне на уровне предварительно напряженной арматуры, как правило, меньше, чем условное расчетное сопротивление $R'_{иу}$. Поэтому в окончательном виде выражение для определения потерь напряжений в предварительно напряженной арматуре σ_8 от воздействия многократно повторяющейся нагрузки записано в следующем виде:

$$\sigma_8 = 600\,\frac{\sigma_{б2}}{R'_{бу}}.$$

Эта простая зависимость обеспечивает достаточную точность расчетов.

Изложенные выше обоснования метода расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций на выносливость, так же как и сам метод расчета, являются развитием аналогичных расчетов ненапрягаемых железобетонных конструкций, принятых в Технических условиях проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи (ТУПМ-56).

Расчет на выносливость основывается на исследованиях, выполнявшихся в последние годы в Лаборатории прочности бетона и железобетона Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства Минтрансстроя СССР.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3
Принятые основные обозначения 5
I. Область применения, определение и общие сведения 10
II. Материалы 12
Бетон . . . . . —
Арматура 15
III. Нормативные характеристики материалов 16
Бетон . . . . . —
Арматура 17
IV. Условные расчетные характеристики материалов 18
Бетон 19
Арматура 20
V. Основные расчетные положения 25
1. Общие указания . . . . . —
2. Коэффициенты условий работы 33
VI. Определение напряжений в бетоне и арматуре 34
VII. Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по несущей способности 37
VIII. Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по трещиностойкости 42
1. Центрально растянутые элементы . . . . . —
2. Изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы . . . . . —
IX. Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по деформациям 51
X. Расчет элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по раскрытию трещин 54
XI. Конструктивные требования 55
1. Общие положения . . . . . —
2. Расположение арматуры в элементах 65
3. Анкеровка арматуры 70
4. Стыки арматуры 71
5. Защитный слой бетона 72
6. Расстояние между пучками и стержнями . . . . . —
7. Стыки элементов и закладные детали 75
8. Требования, указываемые в рабочих чертежах и пояснениях к ним и в технических условиях 77
Приложение 1. Формулы, графики, таблицы и дополнительные указания для расчета элементов конструкций по несущей способности 81
1. Центрально растянутые элементы . . . . . —
2. Центрально сжатые элементы . . . . . —

3. Изгибаемые элементы 83
а) Элементы любой симметричной относительно плоскости изгиба формы сечения . . . . . —
б) Элементы прямоугольного сечения или таврового с полкой, расположенной у растянутой грани 85
в) Элементы двутаврового и таврового сечения с полкой, расположенной у сжатой грани . . 87
г) Элементы кольцевого (трубчатого) сечения . . 91
д) Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту и поперечной силе . . . . . —
4. Внецентренно сжатые элементы 94
а) Элементы любой симметричной относительно плоскости изгиба формы сечения . . . . . —
б) Элементы прямоугольного сечения 97
в) Элементы кольцевого (трубчатого) сечения . . 98
5. Внецентренно растянутые элементы 99
6. Расчет прочности элементов на усилия, возникающие при изготовлении (обжатии бетона), транспортировании и монтаже 101
а) Центрально обжатые элементы . . . . . —
б) Внецентренно обжатые элементы 102
Графики и таблица для расчета изгибаемых и внецентренно сжатых элементов 106
Приложение 2. Определение положения нулевой линии в приведенном сечении элемента 110
Приложение 3. К расчету трещиностойкости элементов . . . 113
Приложение 4. Определение величины потерь предварительного напряжения при трении арматуры о стенки каналов 118
Приложение 5. Учет снижения предварительного напряжения при неодновременном натяжении арматуры на бетон 121
Приложение 6. Коэффициенты однородности, условий работы и расчетные сопротивления бетона и арматуры 122
Приложение 7. Типы анкерных устройств, домкраты и устройства для натяжения арматуры 127
Приложение 8. Примеры расчета 142
Приложение 9. Расчетные площади поперечных сечений и вес теоретический арматуры. Стержни круглые (гладкие) и горячекатаные периодического профиля 212
Приложение 10. Пояснительная записка 214

ПОПРАВКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
84	16 снизу	$S_н = F_н (h_о - a)$;	$S_н = F'_н (h_о - a'_н)$;
87	5 сверху	$= \underline{F_н R_н +}$	$= \underline{F_н R_{ну} +}$

На стр. 21—24 в табл. 7 и 7а в выражениях для $R_{ну}$ напечатано $m_н$, а следует читать $m_{на}$.

На стр. 95 в левой части рис. 8 расстояния от силы N до арматуры, расположенной в сжатой зоне, указаны $e_а$, e, $e_н$, а следует читать $e'_а$, e', $e'_н$.

На стр. 100 в левой части рис. 13 направление усилия в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне $F'_н\ \sigma'_с$ показано слева направо, а следует читать справа налево.

На стр. 103 на рис. 15 усилие в сжатой зоне бетона показано $bxR'_{ну}$, а следует читать $F_б R'_{ну}$ и слева вверху показано $a_н$, а следует $a'_н$.

Зак. 1148

gost.e-ecolog.ru