

ЦНИИпромзданий
Госстроя СССР

НИИЖБ
Госстроя СССР

ПОСОБИЕ

по проектированию
предварительно
напряженных
железобетонных
конструкций
из тяжелых
и легких бетонов

(к СНиП 2.03.01-84)

ЧАСТЬ II

Москва 1988

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ (ЦНИИпромзданий)
ГОССТРОЯ СССР

ОРДENA ТРУДОВОГО
КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ БЕТОНА
И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (НИИЖБ)
ГОССТРОЯ СССР

ПОСОБИЕ

по проектированию
предварительно
напряженных
железобетонных
конструкций
из тяжелых
и легких бетонов

(к СНиП 2.03.01-84)

ЧАСТЬ II

*Утверждено
приказом ЦНИИпромзданий
Госстроя СССР
от 30 ноября 1984 г. № 106а*

Москва
Центральный институт
типового проектирования
1988

УДК 624.012.45

Рекомендовано к изданию решением секции несущих конструкций научно-технического совета ЦНИИпромзданий Госстроя СССР.

Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. II/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 144 с.

Пособие состоит из двух частей, издаваемых отдельными книгами.

Часть I. Разд. 1. Общие указания.

Разд. 2. Материалы для железобетонных конструкций.

Разд. 3. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы.

Часть II. Разд. 4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы.

Разд. 5. Конструктивные требования.

Содержит требования СНиП 2.03.01-84, относящиеся к проектированию указанных конструкций, положения, детализирующие эти требования, приближенные способы расчета, дополнительные указания, необходимые для проектирования, а также примеры расчета.

Для инженерно-технических работников проектных организаций, а также студентов строительных вузов.

Табл. 16, ил. 29.

При пользовании Пособием следует учитывать утвержденные изменения строительных норм и правил и государственных стандартов, публикуемые в журнале „Бюллетень строительной техники”, „Сборнике изменений к строительным нормам и правилам” Госстроя СССР и информационном указателе „Государственные стандарты СССР” Госстандарта.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

4.1 (4.1). Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;
наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин производится:

а) с целью избежать их появления:

в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 1-й категории;

в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если по расчету не обеспечивается надежное закрытие этих трещин;

на концевых участках элемента в пределах длины зоны передачи напряжений арматуры без анкеров l_p (см. п. 2.26);

б) для определения необходимости проверки по раскрытию трещин (2-я и 3-я категории трещиностойкости) и по закрытию трещин (2-я категория трещиностойкости);

в) для выяснения случая расчета по деформациям.

Нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке γ_f и коэффициенты точности натяжения γ_{sp} , применяемые при расчете по образованию трещин, приведены в табл. 2.

Для участков элемента в пределах зоны передачи напряжений следует учитывать снижение предварительного напряжения σ_{sp} (σ'_{sp}) согласно п. 1.20.

П р и м е ч а н и е. При расчете элементов по предельным состояниям первой группы также может потребоваться расчет по образованию трещин в случаях, указанных в пп. 1.13, 3.30, 3.58 и 3.59.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.2 (4.5, 4.7). Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин производится из условия

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (163)$$

где M_r – момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядревую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

M_{crc} – момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} \pm M_{rp}, \quad (164)$$

здесь M_{rp} – момент усилия P относительно той же оси, что и для определения M_r , равный:

$$M_{rp} = P(e_{0p} \pm r). \quad (165)$$

В формулах (164) и (165) знак „плос” принимается, когда направления действия моментов M_r и M_{rp} противоположны (т. е. усилие P сжимает растянутую зону (черт. 38), „минус” – когда эти направления совпадают (см. черт. 40).

Значение M_r определяется по формулам:
для изгибаемых элементов (черт. 38, a)

$$M_r = M;$$

для внецентренно сжатых элементов (черт. 38, б)

$$M_r = N(e_0 - r); \quad (166)$$

для внецентренно растянутых элементов (черт. 38, в)

$$M_r = N(e_0 + r). \quad (167)$$

В формулах (165) – (167):

r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядро-вой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещино-образование которой проверяется.

Значение r определяется для элементов:

внецентренно сжатых и изгибаемых, а также для внецентренно растянутых при $N \leq P$ по формуле

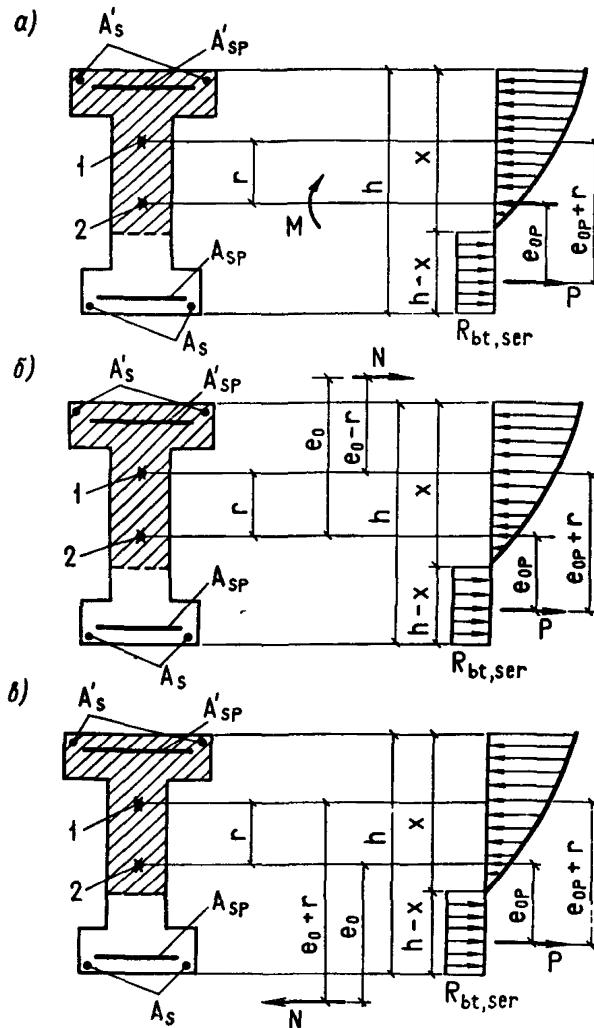
$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (168)$$

где $\varphi = 1,6 - \sigma_b/R_b, ser$, но не менее 0,7 и не более единицы [σ_b – максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисляемое как для упругого тела по приведенному сечению (см. п. 1.21)];

W_{red} – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого тела по формуле

$$W_{red} = I_{red}/y_0, \quad (169)$$

y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани;



Черт. 38. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия

a – при изгибе; *b* – при внерадиальном сжатии; *c* – при внерадиальном растяжении;
1 – ядерная точка; *2* – центр тяжести приведенного сечения

внеклентренно растянутых при $N > P$ по формуле

$$r = \frac{w_{pl}}{A + 2(\alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_{sp} + \alpha A'_s)}, \quad (170)$$

где W_{pl} – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении отсутствия продольной силы N и усилия предварительного обжатия P согласно п. 4.3.

Для стыковых сечений составных и блочных конструкций, выполняемых без применения клея в швах, при расчете их по образованию трещин (началу раскрытия швов) значение $R_{bt, ser}$ в формуле (164) принимается равным нулю.

Для центрально-обжатых элементов при центральном растяжении их силой N (т. е. при $e_0 = e_{0p} = 0$) условие (163) принимает вид

$$N \leq R_{bt, ser} (A + 2\alpha A_{sp, tot} + 2\alpha A_{s, tot}) + P, \quad (171)$$

где $A_{sp, tot}$ – соответственно площадь всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

4.3 (4.7). Значение W_{pl} определяется по формуле

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})}{h - x} + S_{b0}, \quad (172)$$

где I_{b0}, I_{s0} – моменты инерции соответственно площадей сечения сжатой зоны бетона, арматуры S и S' относительно нулевой линии; S_{b0} – статический момент площади сечения растянутой зоны бетона относительно нулевой линии.

Положение нулевой линии в общем случае определяется из условия

$$S'_{b0} + \alpha S'_{s0} - \alpha S_{s0} = \frac{(h - x) A_{bt}}{2}, \quad (173)$$

где S'_{b0}, S'_{s0} – статические моменты соответственно площадей сечения сжатой зоны бетона, арматуры S и S' относительно нулевой линии;

A_{bt} – площадь сечения растянутой зоны бетона.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений условие (173) принимает вид

$$h - x = \frac{\bar{S}_{red}}{\bar{A}_{red}}, \quad (174)$$

где \bar{S}_{red} – статический момент площади приведенного сечения, вычисленной без учета площади сечения растянутых свесов, относительно растянутой грани;

\bar{A}_{red} – площадь приведенного сечения, вычисленная без учета половины площади сечения растянутых свесов.

Формулой (174) не следует пользоваться, если нулевая линия пересекает сжатые или растянутые свесы.

Допускается значение W_{pl} определять по формуле

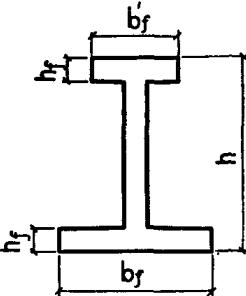
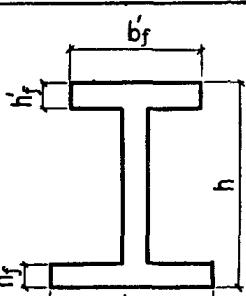
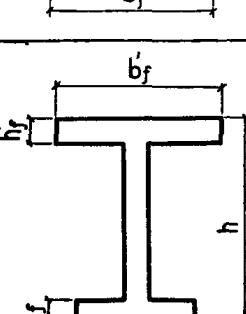
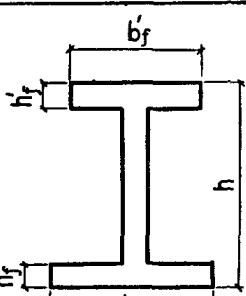
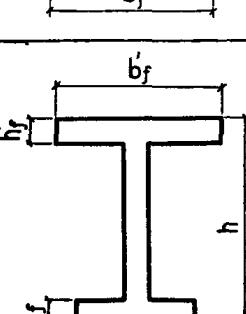
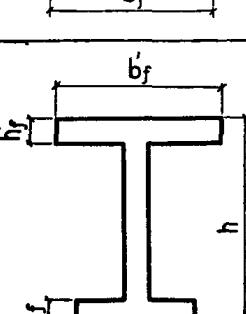
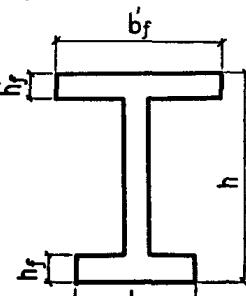
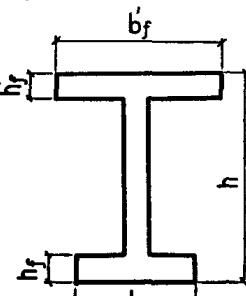
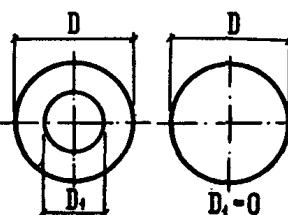
$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \quad (175)$$

где W_{red} — см. п. 4.2;
 γ — см. табл. 38.

Таблица 38

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,75	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75	
3. Тавровое с полкой (ущиремием), расположенной в растянутой зоне: а) при $b_f/b < 2$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) " $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$	1,75 1,75 1,50	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b_f/b = b_f/b < 2$ б) " $2 < b_f/b = b_f/b \leq 6$ в) " $b_f/b = b_f/b \geq 6$ и $h_f/h = h_f/h > 0,2$ г) " $6 < b_f/b = b_f/b \leq 15$ и $h_f/h = h_f/h < 0,2$ д) " $b_f/b = b_f/b > 15$ и $h_f/h = h_f/h < 0,1$	1,75 1,50 1,50 1,25 1,10	

Продолжение табл. 38

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f'/b < 3$:		
а) при $b_f/b < 2$ независимо от отношения h_f/h	1,75	
б) при $2 < b_f/b < 6$ независимо от отношения h_f/h	1,50	
в) при $b_f/b > 6$ и $h_f/h > 0,1$	1,50	
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b_f'/b < 8$:		
а) при $b_f/b < 4$ независимо от отношения h_f/h	1,50	
б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h > 0,2$	1,50	
в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	1,25	
7. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f'/b > 8$:		
а) при $h_f/h > 0,3$	1,50	
б) при $h_f/h < 0,3$	1,25	
8. Кольцевое и круглое	$2-0,4 \frac{D_1}{D}$	

Продолжение табл. 38

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
9. Крестовое: а) при $b_f/b \geq 2$ и $0,9 \geq h_f/h > 0,2$ б) в остальных случаях	2,00 1,75	

П р и м е ч а н и е. Обозначения b_f и h_f соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а b_f и h_f – размерам полки, которая для этого случая расчета является сжатой; $W_{pl} = \gamma W_{red}$.

4.4. При расчете по образованию трещин в стадиях транспортирования, введения и эксплуатации значение M_{crc} определяется по формулам:

а) если сила P_2 сжимает растянутую зону

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl}^{inf} + P_2 (e_{op} + r_{sup}); \quad (176)$$

б) если сила P_2 растягивает эту зону (например, вблизи опор неразрезных балок)

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl}^{sup} - P_2 (e_{op} - r_{inf}). \quad (177)$$

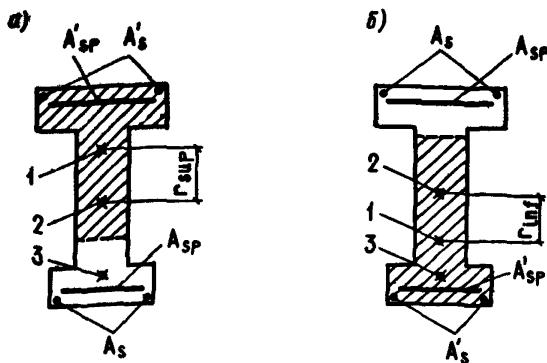
В формулах (176) и (177):

W_{pl}^{inf} , W_{pl}^{sup} – значения W_{pl} , определенные согласно п. 4.3 для стороны сечения, соответственно сжатой (нижней) и растянутой (верхней) от усилия P_2 ;

r_{sup} , r_{inf} – расстояния от центра тяжести приведенного сечения до ядерных точек, наиболее удаленных соответственно от стороны, сжатой усилием P_2 , и от стороны, растянутой этим усилием, определенные согласно п. 4.2 (черт. 39).

Если вычисленное по формуле (177) значение M_{crc} отрицательно, то это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

При расчете по подпункту „а” на участках элемента с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.5) значение M_{crc} необходимо снижать согласно указаниям п. 4.6.

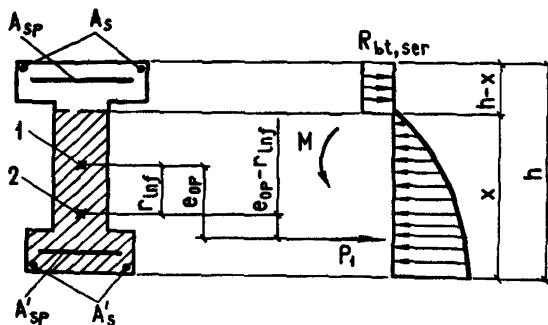


Черт. 39. Определение величин r_{sup} и r_{inf}

а – при расчете по образованию трещин в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия; *б* – то же, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия; *1* – ядровая точка; *2* – центр тяжести приведенного сечения; *3* – точка приложения усилия предварительного обжатия

Для вычисления M_s в формулах (166) и (167) принимаются значения r , равные r_{sup} и r_{inf} , т. е. такие же, как и при определении M_{cyc} .

4.5. Расчет по образованию начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (черт. 40) в стадии изготовления, производится из условия



Черт. 40. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия

1 – центр тяжести приведенного сечения; 2 – ядровая точка

$$P_1 (e_{0p} - r_{inf}) \pm M_r \leq R_{bt, ser}^{(p)} W_{pl}^{sup}, \quad (178)$$

где M_r — момент внешних сил, действующих на элемент в стадии изготовления (например, от собственного веса), принимаемый согласно п. 4.2; знак „плюс” принимается, когда направления этого момента и момента усилия P_1 совпадают, знак „минус” — когда направления противоположны;

W_{pl}^{sup}, r_{inf} — то же, что и в п. 4.4б; их значения допускается определять при тех же значениях $\alpha = E_s/E_b$, что и в стадии эксплуатации;

$R_{bt, ser}^{(p)}$ — значение $R_{bt, ser}$ при классе бетона, численно равном передаточной прочности R_{pp} .

4.6 (4.6). При расчете по образованию трещин на участках элемента с начальными трещинами в сжатой зоне [т. е. там, где не выполняется условие (178)] значение M_{crc} для зоны, растянутой от внешней нагрузки, определенное по формуле (176), необходимо снижать путем умножения на коэффициент θ , равный:

$$\theta = 1 - \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta} \right) (1 - \varphi_m) \quad (179)$$

и принимаемый не более единицы.

В формуле (179) :

$$\varphi_m = \frac{R_{bt, ser}^{(p)} W_{pl}^{sup}}{P_1 (e_{0p} - r_{inf}) \pm M_r}, \text{ но не менее } 0,45, \quad (180)$$

где $R_{bt, ser}^{(p)}, W_{pl}^{sup}, r_{inf}, M_r$ — то же, что и в п. 4.5;

$$\delta = \frac{y_0}{h - y_0} \frac{A_{sp} + A_s}{A_{sp} + A_s + A'_{sp} + A'_s}, \text{ но не более } 1,4, \quad (181)$$

где y_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до крайнего волокна бетона, растянутого внешней нагрузкой.

Усилие P_1 в формуле (180) определяется при том же коэффициенте γ_{sp} , что и усилие P_2 , вводимое в расчет по п. 4.4а.

Для конструкции, армированных проволочной арматурой и стержневой арматурой класса А-VI, значение δ , полученное по формуле (181) (без учета ограничения), снижается на 15 %.

4.7 (4.8). В конструкциях, армированных предварительно напряженными элементами (например, брусками), при определении усилий, воспринимаемых сечениями при образовании трещин в предварительно напряженных элементах, площадь сечения растянутой зоны бетона, не подвергаемая предварительному напряжению, в расчете не учитывается.

4.8 (4.10). Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$\sigma_{bt} \leq R_{bt, ser}, \quad (182)$$

где σ_{bt} – максимальное нормальное растягивающее напряжение в бетоне, определяемое в соответствии с указаниями пп. 1.21 и 3.58.

Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{bt, ser}$ в формуле (182) вводится с коэффициентом условий работы γ_{b1} по табл. 35.

**Расчет по образованию трещин,
наклонных к продольной оси элемента**

4.9 (4.11). Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt, ser}, \quad (183)$$

где γ_{b4} – коэффициент условий работы бетона, определяемый по формуле

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{bt, ser}}{0,2 + \alpha_b B}, \text{ но не более 1,0,} \quad (184)$$

здесь α_b – коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого	0,01
мелкозернистого и легкого	0,02

B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа;

значение $\alpha_b B$ следует принимать не менее 0,3.

Для тяжелого бетона при $\sigma_{mc} < 0,5 R_{bt, ser}$ и $B \leq 30$ МПа можно, не пользуясь формулой (184), принимать $\gamma_{b4} = 1,0$.

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} определяются по формуле

$$\sigma_{mt} = \mp \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (185)$$

где σ_x – нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия P , определенное по п. 1.21; при этом σ_x принимается равным напряжению в бетоне σ_b ;

σ_y – нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки (см. п. 4.10), а также от усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней (см. п. 4.11);

τ_{xy} – касательное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напряжения отогнутых стержней (см. п. 4.12).

Проверка условия (183) производится в центре тяжести приведенного сечения, а при требованиях к трещиностойкости 1-й и 2-й категорий также и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечений.

При расчете элементов с предварительно напряженной арматурой без анкеров должно учитываться снижение предварительного напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} на длине зоны передачи напряжения l_p (см. п. 2.26) путем умножения на коэффициент γ_{ss} согласно поз. 3 табл. 23.

При мечание. В случае необходимости напряжения σ_x и τ_{xy} от внешней нагрузки и предварительного обжатия алгебраически суммируются с напряжениями σ_x, loc и τ_{loc} от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил, равных:

$$\sigma_x, loc = \varphi_x \frac{F}{bh}; \quad \tau_{xy, loc} = \varphi_{xy} \frac{F}{bh},$$

где φ_x, φ_{xy} – определяются по табл. 39;
 F – см. п. 4.10.

Таблица 39

$\beta = \frac{y}{h}$	Коэффициенты φ_x, φ_y и φ_{xy} для определения местных напряжений при значениях $\alpha = x/h$, равных							
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Коэффициент φ_x								
0,2	-0,63	-0,22	0,21	0,21	0,13	0,07	0,04	0,02
0,3	-0,59	-0,40	-0,04	0,12	0,14	0,12	0,09	0,07
0,4	-0,46	-0,36	-0,14	0,10	0,09	0,11	0,10	0,08
0,5	-0,31	-0,27	-0,15	-0,04	0,03	0,06	0,07	0,07
0,6	-0,15	-0,15	-0,12	-0,06	-0,01	0,02	0,04	0,04
0,8	0,17	0,11	0,02	-0,03	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03
1,0	0,50	0,37	0,18	0,06	-0,02	-0,06	-0,08	-0,09
Коэффициент φ_y								
0,2	2,75	1,97	0,73	0,25	0,08	0,02	0,00	-0,01
0,3	1,87	1,58	0,89	0,41	0,17	0,06	0,01	-0,01
0,4	1,32	1,19	0,81	0,46	0,23	0,10	0,03	0,00
0,5	0,93	0,87	0,65	0,42	0,24	0,11	0,04	0,00
0,6	0,64	0,60	0,48	0,33	0,20	0,11	0,04	0,00
0,8	0,22	0,21	0,18	0,13	0,09	0,05	0,02	0,00
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Коэффициент φ_{xy}								
0,2	0,26	0,62	0,47	0,19	0,05	-0,01	-0,03	-0,03
0,3	-0,24	0,04	0,24	0,18	0,09	0,03	0,00	-0,01

Продолжение табл. 39

$\beta = \frac{y}{h}$	Коэффициенты φ_x , φ_y и φ_{xy} для определения местных напряжений при значениях $\alpha = x/h$, равных							
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0,4	-0,47	-0,26	0,01	0,08	0,07	0,04	0,02	0,01
0,5	-0,57	-0,40	-0,16	-0,03	0,02	0,03	0,03	0,02
0,6	-0,58	-0,45	-0,24	-0,10	-0,03	0,01	0,02	0,02
0,8	-0,41	-0,34	-0,22	-0,13	-0,06	-0,02	0,00	0,01
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Приложения: 1. Положительные значения φ_x и φ_y соответствуют сжимающим напряжениям σ_x и σ_y , отрицательные значения – растягивающим напряжениям; при положительных значениях φ_{xy} напряжение τ_{loc} имеет то же направление, что и τ_{xy} , определенное по п. 4.12, при отрицательных – противоположное.

2. α и β – см. п. 4.10.

$$\varphi_x = \frac{2}{\pi} \left[3\alpha(1-2\beta) \operatorname{arctg} \frac{1}{\alpha} + \frac{\alpha^2 \beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} - \frac{1+3(1+2\alpha^2)(1-2\beta)}{2(1+\alpha^2)} \right];$$

$$\varphi_y = \frac{2\beta^2}{\pi} \left[\frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} - \frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} \right];$$

$$\varphi_{xy} = \frac{2\beta}{\pi} \left\{ \frac{\alpha[5+3\alpha^2(1-\beta)-6\beta]}{(1+\alpha^2)^2} - 3(1-\beta) \operatorname{arctg} \frac{1}{\alpha} + \frac{\alpha\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} \right\}.$$

4.10. Значение σ_y , подставляемое в формулу (185), принимается равным сумме напряжений от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил σ_y, loc и напряжений от усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней σ_{yp} , определяемых согласно п. 4.11.

Напряжения σ_y, loc определяются как для упругого тела по формуле

$$\sigma_y, loc = \frac{F}{bh} \cdot \frac{\beta^2}{1,57} \left[\frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} - \frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} \right], \quad (186)$$

где F – величина сосредоточенной силы или опорной реакции;

$\alpha = \frac{x}{h}$, $\beta = \frac{y}{h}$ – относительные координаты точки, для которой определяется напряжение σ_y ; при этом принято, что начало координат располагается в точке приложения силы F , ось x направлена параллельно продольной оси элемента, а ось y – нормально к ней.

Допускается σ_y, loc определять по формуле

$$\sigma_{y, loc} = \varphi_y \frac{F}{bh}, \quad (187)$$

где φ_y — см. табл. 39.

Положительные значения $\sigma_{y, loc}$, вычисленные по формулам (186) и (187), соответствуют сжимающим напряжениям, а отрицательные значения — растягивающим напряжениям.

При $\alpha > 0,7$ напряжения $\sigma_{y, loc}$ (а также $\sigma_{x, loc}$ и τ_{loc}) принимаются равными нулю.

4.11. Значения сжимающих напряжений от усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хомутов и отгибов σ_{yp} определяются по формуле

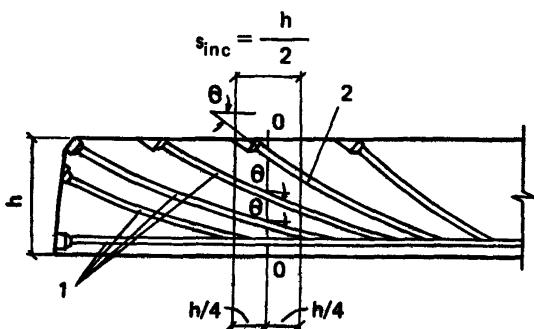
$$\sigma_{yp} = \frac{\sigma_{spw} A_{spw}}{s_w b} + \frac{\sigma_{sp, inc} A_{sp, inc}}{s_{inc} b} \sin \theta, \quad (188)$$

где A_{spw} — площадь сечения напрягаемых хомутов, расположенных в одной плоскости, нормальной к оси элемента;

$A_{sp, inc}$ — площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке s_{inc} длиной, равной $h/2$, расположенным симметрично относительно рассматриваемого сечения 0—0 (черт. 41);

σ_{spw} , $\sigma_{sp, inc}$ — предварительное напряжение соответственно в хомутах и в отогнутой арматуре;

s_w — шаг напрягаемых хомутов.



Черт. 41. Криволинейная отогнутая напрягаемая арматура, учитываемая при определении предварительных напряжений в бетоне: нормальных σ_{yp} и касательных τ_{xy}
 1 — арматура, учитываемая при определении напряжений τ_{xy} в сечении 0—0; 2 — то же, напряжений σ_{yp} на участке s_{inc}

4.12. Касательные напряжения в бетоне τ_{xy} следует определять по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{bI_{red}}, \quad (189)$$

где

Q – поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на участке от опоры до рассматриваемого сечения;

S_{red} – приведенный статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

b – ширина сечения элемента на уровне рассматриваемого волокна.

В элементах с напрягаемой отогнутой арматурой значение Q , подставляемое в формулу (189), уменьшается на величину

$$Q_p = \sigma_{sp} A_{sp, inc1} \sin \theta, \quad (190)$$

где $A_{sp, inc1}$ – площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $h/4$ от рассматриваемого сечения 0–0 (см. черт. 41);

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

При переменной высоте балки значение поперечной силы для вычисления касательных напряжений определяется по формуле

$$Q = Q_1 \mp \frac{M_1}{h_0} \operatorname{tg} \beta, \quad (191)$$

где β – угол между сжатой и растянутой гранями балки;

Q_1 , M_1 – поперечная сила и изгибающий момент (без учета предварительного напряжения) в рассматриваемом поперечном сечении.

В формуле (191) знак „минус“ принимается, если высота балки возрастает с увеличением абсолютного значения изгибающего момента, и знак „плюс“ – если высота убывает с увеличением этого значения.

Для элементов, подвергающихся совместному действию изгиба и кручения, значение τ_{xy} принимается равным сумме касательных напряжений от изгиба, определяемых по формуле (189), и от кручения τ_t .

Значение τ_t определяют по формулам пластического кручения, т. е. принимая, что к моменту образования трещин эти напряжения имеют одинаковые значения по всему сечению элемента:

$$\tau_t = \frac{T}{W_t}, \quad (192)$$

где W_t — момент сопротивления сечения при пластическом кручении, равный $W_t = 2V$ [здесь V — объем тела, ограниченного поверхностью равного ската с углом наклона 45° к плоскости сечения, построенного на рассматриваемом сечении (черт. 42)].

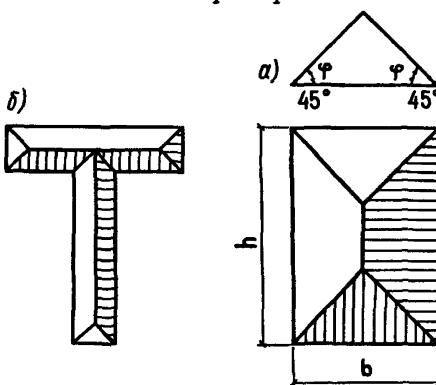
Для элементов прямоугольного сечения (черт. 42, a) значение τ_t равно:

$$\tau_t = \frac{6T}{b^2(3h-b)}, \quad (193)$$

где h, b — соответственно больший и меньший размеры сечения.

Черт. 42. Схема определения момента сопротивления при пластическом кручении для сечений

a — прямоугольного;
b — таврового



4.13 (4.12). При действии многократно повторяющейся нагрузки расчет по образованию трещин должен производиться согласно указаниямпп. 4.9–4.12; при этом расчетные сопротивления бетона $R_{bt, ser}$ и $R_{b, ser}$ вводятся в расчет с коэффициентом условий работы γ_{b1} , принимаемым по табл. 35.

Примеры расчета

Пример 28. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами поперечного сечения 250×280 мм; бетон тяжелый класса В35 ($R_{bt, ser} = 1,95$ МПа, $E_b = 3,1 \cdot 10^4$ МПа); продольная арматура: напрягаемая класса К-7 ($E_s = 18 \cdot 10^4$ МПа), площадью сечения $A_{sp} = 1275$ мм 2 ($25 \varnothing 9$), ненапрягаемая класса А-III ($E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа), площадью сечения $A_s, tot = 314$ мм 2 ($4 \varnothing 10$); предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_{sp} = 922$ МПа; суммарные потери напряжения от усадки и ползучести бетона $\sigma_s = 201$ МПа; усилие предварительного обжатия приложено центрально; способ натяжения арматуры — механический; продольная осевая растягивающая сила от всех нагрузок (при $\gamma_f > 1,0$) $N = 1100$ кН; требования к трещиностойкости 2-й категории.

Требуется проверить элемент по образованию трещин.

Расчет производим из условия (171).

Так как к трещиностойкости элемента предъявляется требование 2-й категории, учитываем коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp} < 1$. Согласно п. 1.18, при механическом натяжении $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$, т. е. $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 922 = 830 \text{ МПа}$.

Определяем усилие P согласно п. 1.19. Для центрально-обжатого элемента формула (8) приобретает вид

$$P = \sigma_{sp} A_{sp,tot} - \sigma_s A_{s,tot} = 830 \cdot 1275 - 201 \cdot 314 = 995 \text{ 000 Н.}$$

Для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры значения $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ соответственно равны:

$$\alpha_p = \frac{18 \cdot 10^4}{3,1 \cdot 10^4} = 5,8; \quad \alpha_s = \frac{20 \cdot 10^4}{3,1 \cdot 10^4} = 6,45;$$

$$R_{bt,ser} (A + 2\alpha_p A_{sp,tot} + 2\alpha_s A_{s,tot}) + P = 1,95 (250 \cdot 280 + 2 \cdot 5,8 \cdot 1275 + 2 \cdot 6,45 \cdot 314) + 995 \cdot 10^3 = 1158 \cdot 10^3 \text{ Н} > N = 1100 \text{ кН,}$$

т. е. от действия всех нагрузок трещины не образуются и, следовательно, расчета по закрытию трещин не требуется.

Пример 29. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами полперечного сечения 250x280 мм; бетон тяжелый класса В35 ($R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$, $E_b = 3,1 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); напрягаемая симметричная арматура класса А-IV, площадью сечения $A_{sp} = A'_{sp} = 1232 \text{ мм}^2$ ($E_s = 1,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), момент инерции приведенного сечения $I_{red} = 608,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$; расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани $y_0 = 140 \text{ мм}$; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,0$ (требования к трещиностойкости 3-й категории) $P = 650 \text{ кН}$; его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = 0$; продольная осевая растягивающая сила от всех нагрузок $N = 850 \text{ кН}$; изгибающий момент от всех нагрузок $M = 45 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется проверить сечение по образованию трещин.

Расчет. Эксцентриситет внешней продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения равен:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45 \cdot 10^6}{850 \cdot 10^3} = 52,9 \text{ мм.}$$

Для проверки условия (163) определяем момент сопротивления W_{pl} с помощью коэффициента γ по табл. 38. Для этого вычисляем момент сопротивления W_{red} :

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{608,3 \cdot 10^6}{140} = 4,35 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

По табл. 38 находим $\gamma = 1,75$ (так как элемент прямоугольного сечения), и, следовательно,

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4,35 \cdot 10^6 = 7,61 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Так как $P = 650 \text{ кН} < N = 850 \text{ кН}$, значение r определяем по формуле (169), принимая $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^4}{3,1 \cdot 10^4} = 6,1$:

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2\alpha(A_{sp} + A'_{sp})} = \frac{7,61 \cdot 10^6}{250 \cdot 280 + 2 \cdot 6,1 \cdot 2 \cdot 1232} = 76 \text{ мм.}$$

Момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через ядревую точку, определяем по формуле (165):

$$M_{rp} = P(e_0 + r) = 650 \cdot 10^3 \cdot 76 = 49,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 49,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент внешней продольной силы относительно той же оси, согласно формуле (167), равен:

$$M_r = N(e_0 + r) = 850 \cdot 10^3 (52,9 + 76) = 109,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Проверяем условие трещинообразования (163):

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} =$$

$$= 1,95 \cdot 7,61 \cdot 10^6 + 49,4 \cdot 10^6 = 64,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M_r = 109,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

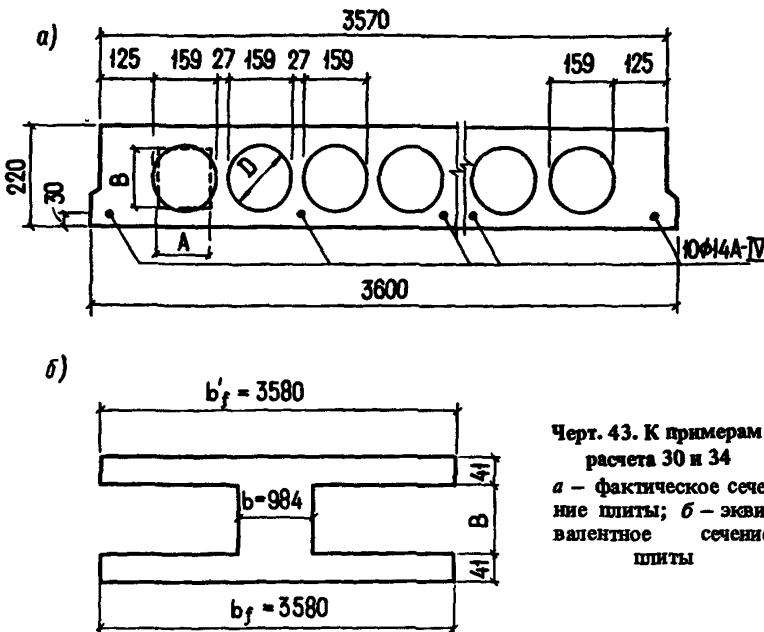
т. е. от действия всех нагрузок трещины образуются и требуется проверка их ширины раскрытия.

Пример 30. Дано: многопустотная плита перекрытия – по черт. 43; бетон легкий класса B15 ($R_{bt, ser} = 1,15 \text{ МПа}$, $R_{b, ser} = 11 \text{ МПа}$); передаточная прочность $R_{bp} = 12,5 \text{ МПа}$ ($R_{bt, ser}^{(p)} = 1,0 \text{ МПа}$, $R_{b, ser}^{(p)} = 9,5 \text{ МПа}$); геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $A_{red} = 45,1 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$, расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани $y_0 = 107 \text{ мм}$, момент инерции $I_{red} = 2734 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$; момент в середине пролета от всех нагрузок $M = 133,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$; момент от веса плиты в стадии изготовления $M_w = 35,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; усилие предварительного обжатия при $\gamma_{sp} = 1,0$ с учетом первых потерь $P_1 = 765,8 \text{ кН}$, а с учетом всех потерь $P_2 = 636 \text{ кН}$; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется проверить плиту по образованию трещин.

Расчет. Определяем моменты сопротивления относительно грани, растянутой от внешней нагрузки W_{red}^{inf} и от предварительного обжатия W_{red}^{sup} :

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{2734 \cdot 10^6}{107} = 25,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$



Черт. 43. К примерам расчета 30 и 34
 а – фактическое сечение плиты; б – эквивалентное сечение плиты

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{2734 \cdot 10^6}{220 - 107} = 24,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Находим моменты сопротивления W_{pl} по формуле (175). Для этого представляем сечение плиты в виде двутаврового сечения, заменив пустоты прямоугольниками, эквивалентными по площади и моменту инерции.

Ширина и высота такого прямоугольника соответственно равны:

$$A = 0,907D = 0,907 \cdot 159 = 144,2 \text{ мм}; \quad B = 0,866D = 0,866 \cdot 159 = 138 \text{ мм}.$$

Тогда из черт. 43 имеем:

$$b_f = b_f' = 3580 \text{ мм}; \quad b = 3580 - 18 \cdot 144,2 = 984 \text{ мм};$$

$$h_f = h_f' = \frac{220 - 138}{2} = 41 \text{ мм}.$$

Из табл. 38 для двутаврового симметричного сечения при $\frac{b_f}{b} = \frac{3580}{984} = 3,64 > 2$ и $\frac{b_f}{b} < 6$ находим $\gamma = 1,5$.

$$\text{Отсюда } W_{pl}^{inf} = \gamma W_{red}^{inf} = 1,5 \cdot 25,5 \cdot 10^6 = 38,25 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{pl}^{sup} = \gamma W_{red}^{sup} = 1,5 \cdot 24,2 \cdot 10^6 = 36,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Поскольку в плите располагается в основном только напрягаемая арматура, точка приложения усилия обжатия во всех стадиях совпадает с центром тяжести арматуры, т. е. $e_{op} = y_0 - a = 107 - 30 = 77$ мм. Определяем яdroвые расстояния r_{sup} и r_{inf} по формуле (168). При действии внешней нагрузки в стадии эксплуатации максимальное напряжение в сжатом бетоне (т. е. по верхней грани) равно:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M - P_2 e_{op}}{W_{red}^{sup}} =$$

$$= \frac{636 \cdot 10^3}{451 \cdot 10^3} + \frac{133,7 \cdot 10^3 - 636 \cdot 10^3 \cdot 77}{24,2 \cdot 10^6} = 4,91 \text{ МПа.}$$

Тогда $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b, ser}} = 1,6 - \frac{4,91}{11} = 1,15 > 1$. Принимаем $\varphi = 1$ и

$$r_{sup} = \varphi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{25,5 \cdot 10^6}{451 \cdot 10^3} = 56,5 \text{ мм.}$$

При действии усилия обжатия P_1 в стадии изготовления максимальное напряжение в сжатом бетоне (т. е. по нижней грани) равно:

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M_w}{W_{red}^{inf}} = \frac{765,8 \cdot 10^3}{451 \cdot 10^3} + \frac{765,8 \cdot 10^3 \cdot 77 - 35,6 \cdot 10^6}{25,5 \cdot 10^6} =$$

$$= 1,7 + 0,95 = 2,65 \text{ МПа.}$$

При этом можно видеть, что минимальное напряжение бетона в этой стадии, равное $\frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op} - M_w}{W_{red}^{sup}}$, будет больше нуля ($1,7 > 0,95$), т. е. будет сжимающим. Следовательно, верхние начальные трещины заведомо не образуются и образование нижних трещин проверяем без учета коэффициента θ .

Согласно п. 4.2, принимаем:

$$M_r = M = 133,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{rp} = P_2 (e_{op} + r_{sup}) = 636 \cdot 10^3 (77 + 56,5) = 84,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} = 1,15 \cdot 38,25 \cdot 10^6 + 84,9 \cdot 10^6 =$$

$$= 128,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 128,9 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_r = 133,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т. е. нижние трещины образуются и, следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

Пример 31. Дано: плита перекрытия по черт. 44; бетон тяжелый класса В25 ($R_{bt, ser} = 1,6$ МПа, $R_{b, ser} = 18,5$ МПа, $E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа); передаточная прочность $R_{bp} = 20$ МПа ($R_{bt, ser}^{(p)} = 1,4$ МПа, $R_{b, ser}^{(p)} = 15$ МПа); напрягаемая арматура класса А-IV, площадью сечения $A_{sp} = 491 \text{ мм}^2$ ($1\varnothing 25$); ненапрягаемая арматура, растянутая и сжатая, класса А-III, площадью сечения соответственно $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$ ($1\varnothing 10$) и $A'_s = 50,3 \text{ мм}^2$ ($1\varnothing 8$); геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $A_{red} = 5,55 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$, расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани $y_0 = 220 \text{ мм}$, момент инерции $I_{red} = 718 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$; максимальный момент при $\gamma_f = 1,0$ для половины сечения плиты $M = 66 \text{ кН}\cdot\text{м}$; момент от собственного веса плиты в стадии изготовления $M_w = 5,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$; усилие предварительного обжатия (с учетом первых потерь и $\gamma_{sp} = 1,0$) $P_1 = 230 \text{ кН}$; его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = 167 \text{ мм}$; усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1,0$) $P_2 = 150 \text{ кН}$; его эксцентриситет $e_{op} = 165 \text{ мм}$; требование к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется определить момент трещинообразования M_{crc} .

Расчет. Предварительно определяем моменты сопротивления и ядро-вые расстояния относительно грани, растянутой от внешней нагрузки (W_{red}^{inf} , r_{sup}) и от предварительного обжатия (W_{red}^{sup} , r_{inf}) (см. черт. 39):

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{718 \cdot 10^6}{220} = 3,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{718 \cdot 10^6}{350 - 220} = 5,52 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Ядровые расстояния r_{sup} и r_{inf} определяем по формуле (168).

При действии внешней нагрузки в стадии эксплуатации максимальное напряжение в сжатом бетоне равно:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M - P_2 e_{op}}{W_{red}^{sup}} = \\ &= \frac{150 \cdot 10^3}{55,5 \cdot 10^3} + \frac{66 \cdot 10^6 - 150 \cdot 10^3 \cdot 165}{5,52 \cdot 10^6} = 10,17 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Тогда $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b, ser}} = 1,6 - \frac{10,17}{18,5} = 1,05 > 1,0$. Принимаем $\varphi = 1,0$ и

$$r_{sup} = \varphi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{3260 \cdot 10^3}{55,5 \cdot 10^3} = 58,7 \text{ мм}.$$

При действии усилия обжатия P_1 в стадии изготовления максимальное напряжение в сжатом бетоне равно:

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M_w}{W_{red}^{inf}} =$$

$$= \frac{230 \cdot 10^3}{55,5 \cdot 10^3} + \frac{230 \cdot 10^3 \cdot 167 - 5,3 \cdot 10^6}{3,26 \cdot 10^6} = 14,3 \text{ МПа.}$$

Тогда $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{bt, ser}^{(p)}} = 1,6 - \frac{14,3}{15} = 0,647 < 0,7$. Принимаем $\varphi = 0,7$

и $r_{inf} = \varphi \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = 0,7 \frac{5520}{55,3} = 69,6 \text{ мм.}$

Находим моменты сопротивления W_{pl}^{inf} и W_{pl}^{sup} по упрощенной формуле (175):

$$W_{pl}^{inf} = \gamma_{inf} W_{red}^{inf} = 1,75 \cdot 3,26 \cdot 10^6 = 5,7 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{pl}^{sup} = \gamma_{sup} W_{pl}^{inf} = 1,5 \cdot 55,2 \cdot 10^6 = 8,28 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

($\gamma_{inf} = 1,75$ и $\gamma_{sup} = 1,5$ согласно табл. 38).

Проверим образование верхних начальных трещин согласно п. 4.5:

$$P_1 (e_{op} - r_{inf}) - M_w = 230 \cdot 10^3 (167 - 69,6) - 5,3 \cdot 10^6 =$$

$$= 17,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > R_{bt, ser}^{(p)} W_{pl}^{sup} = 1,4 \cdot 8,28 \cdot 10^6 = 11,59 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

т. е. верхние трещины образуются и, следовательно, значение M_{crc} определяем с учетом коэффициента θ , вычисляемого согласно п. 4.6:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt, ser}^{(p)} W_{pl}^{sup}}{P_1 (e_{op} - r_{inf}) - M_w} = \frac{11,59}{17,1} = 0,678 > 0,45;$$

$$\delta = \frac{y_0}{h - y_0} \cdot \frac{A_{sp} + A_s}{A_{sp} + A_s + A'_s} = \frac{220}{350 - 220} \cdot \frac{491 + 78,5}{491 + 78,5 + 50,3} = 1,55 > 1,4.$$

Принимаем $\delta = 1,4$; тогда

$$\theta = 1 - \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta} \right) (1 - \varphi_m) = 1 - \left(1,5 - \frac{0,9}{1,4} \right) (1 - 0,678) = 0,724 < 1,0.$$

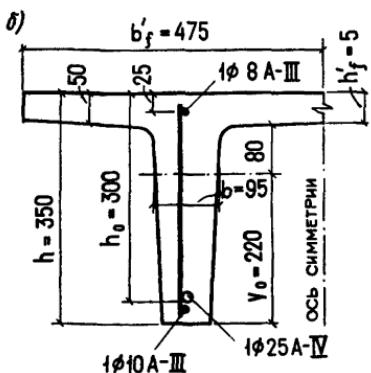
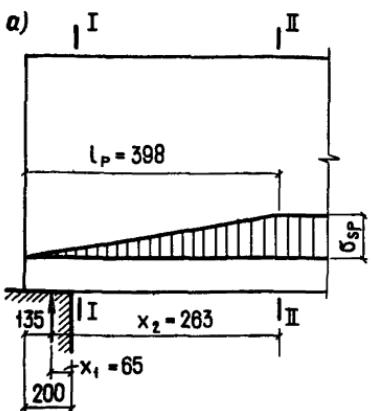
Определяем момент трещинообразования M_{crc} согласно п. 4.4а:

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl}^{inf} + P_2 (e_{op} + r_{sup}) =$$

$= 1,6 \cdot 5,7 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 (165 + 58,7) = 42,7 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 42,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$,
а с учетом коэффициента θ

$$M_{crc} = 0,724 \cdot 42,7 = 31 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Пример 32. Дано: плита перекрытия по черт. 44; бетон тяжелый класса В25 ($R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$, $E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); перегаточная прочность бетона $R_{bp} = 20 \text{ МПа}$; геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $A_{red} = 5,55 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$, расстояние от центра тяжести сечения до растянутой грани $y_0 = 220 \text{ мм}$, момент инерции $I_{red} = 718 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$, расстояние от центра тяжести всей растянутой арматуры до растянутой грани $a = 50 \text{ мм}$; напрягаемая арматура класса А-IV без анкеров ($E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$), диаметром 25 мм; площадь сечения сжатой арматуры $A'_s = 50,3 \text{ мм}^2$ ($1\phi 8$); усилие предварительного об-



жатия (с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1,0$) $P_2 = 150 \text{ кН}$; его эксцентриситет $e_{op} = 165 \text{ мм}$; предварительное напряжение (с учетом потерь по поз. 1-5 табл. 4) $\sigma_{sp1} = 475 \text{ МПа}$; поперечная сила от внешней нагрузки в опорном сечении (при $\gamma_f = 1,0$) $Q_{max} = 50 \text{ кН}$; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется проверить, образуются ли наклонные трещины в пределах длины зоны передачи напряжений, и установить необходимость расчета по раскрытию наклонных трещин.

Черт. 44. Предварительно напряженная плита перекрытия
а – приопорный участок; б – поперечное сечение

Р а с ч е т. Рассмотрим сечения у грани опоры (сечение $I-I$) и на расстоянии l_p от торца плиты (сечение $II-II$) – в обоих случаях проверку производим в центре тяжести сечения ($y_0 = 220$ мм).

Определяем значение P_2 в рассматриваемых сечениях. Для этого по формуле (19) вычисляем длину зоны передачи напряжений l_p , имея в виду, что $\sigma_{tp} = \sigma_{sp} I = 475$ МПа;

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{tp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0,25 \frac{475}{20} + 10 \right) 25 = 398 \text{ мм}$$

($\omega_p = 0,25$ и $\lambda_p = 10$ – из табл. 24).

Для сечения $I-I$ $l_x = 200$ мм; в этом сечении, согласно п. 1.19,

$$P_2^I = P_2 \frac{l_x}{l_p} = 150 \frac{200}{398} = 75,3 \text{ кН.}$$

Для сечения $II-II$ $l_x = l_p$, следовательно, $P_2^{II} = 150$ кН.

Определяем нормальные напряжения σ_x на уровне центра тяжести сечения по формуле (10) при $y = 0$ и $P = P_2$:

$$\sigma_x^I = \frac{P_2^I}{A_{red}} = \frac{75,3 \cdot 10^3}{5,55 \cdot 10^4} = 1,36 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_x^{II} = \frac{P_2^{II}}{A_{red}} = \frac{150 \cdot 10^3}{5,55 \cdot 10^4} = 2,7 \text{ МПа.}$$

Определяем касательные напряжения τ_{xy} по формуле (189). Для этого вычисляем статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$S_{red} = 475 \cdot 50 \left(350 - 220 - \frac{50}{2} \right) + 80 \cdot 95 \frac{80}{2} + 7 \cdot 50,3 (350 - 220 - 25) = \\ = 2 \cdot 835 \cdot 10^3 \text{ мм}^3; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{2,7 \cdot 10^4} = 7.$$

В сечении $I-I$ принимаем $Q_I = Q_{max} = 50$ кН. Сечение $II-II$ отстоит от точки приложения опорной реакции на расстоянии $x = l_p - 135 = 398 - 135 = 263$ мм (см. черт. 44), следовательно, согласно п. 3.22, для этого сечения

$$Q_{II} = Q_{max} - q_1 x = 50 - 10,5 \cdot 0,263 = 47,2 \text{ кН,}$$

где $q_1 = g + \nu/2 = 3,5 + 14/2 = 10,5$ кН/м;

$g = 3,5$ кН/м – постоянная нагрузка;

$\nu = 14$ кН/м – временная нагрузка.

$$\text{Тогда } \tau_{xy}^I = \frac{Q_I S_{red}}{I_{red} b} = \frac{50 \cdot 10^3 \cdot 2835 \cdot 10^3}{718 \cdot 10^6 \cdot 95} = 2,08 \text{ МПа};$$

$$\tau_{xy}^{II} = \frac{Q_{II} S_{red}}{I_{red} b} = \frac{47,2 \cdot 10^3 \cdot 2835 \cdot 10^3}{718 \cdot 10^6 \cdot 95} = 1,96 \text{ МПа.}$$

Поскольку напрягаемая поперечная арматура отсутствует, $\sigma_{yp} = 0$. Напряжения $\sigma_{y, loc}$ от местного действия опорной реакции $Q_{max} = F = 50 \text{ кН}$ определяем по формуле (187).

Для сечения I-I: $x_1 = 200 - 135 = 65 \text{ мм}$ (см. черт. 44); $y_1 = y_0 = 220 \text{ мм}$; $\alpha_1 = x_1/h = 65/350 = 0,186 < 0,7$; $\beta_1 = y_1/h = 220/350 = 0,63$.

Из табл. 39 имеем $\varphi_y = 0,45$.

$$\text{Тогда } \sigma_{y, loc}^I = \varphi_y \frac{F}{bh} = 0,45 \frac{50 \cdot 10^3}{95 \cdot 350} = 0,676 \text{ МПа.}$$

Для сечения II-II: $x_{II} = 263 \text{ мм}$; $\alpha_{II} = 263/350 = 0,75 > 0,7$, следовательно, принимаем $\sigma_{y, loc}^{II} = 0$.

По формуле (185) определяем главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, принимая $\sigma_y = \sigma_{y, loc}$:

Для сечения I-I:

$$\begin{aligned} \sigma_{mt}^I &= \mp \frac{\sigma_x^I + \sigma_y^I}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x^I - \sigma_y^I}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^{(I)2}} = \\ &= \mp \frac{1,36 + 0,68}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,36 - 0,68}{2}\right)^2 + 2,08^2} = (\mp 1,02 + 2,11) \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\sigma_{mt}^I = -1,02 + 2,11 = 1,09 \text{ МПа}; \quad \sigma_{mc}^I = 1,02 + 2,11 = 3,13 \text{ МПа.}$$

Для сечения II-II:

$$\sigma_{mt}^{II} = \mp \frac{2,7}{2} + \sqrt{\left(\frac{2,7}{2}\right)^2 + 1,96^2} = (\mp 1,35 + 2,38) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1,35 + 2,38 = 1,03 \text{ МПа}; \quad \sigma_{mc}^{II} = 1,35 + 2,38 = 3,73 \text{ МПа.}$$

Так как для обоих сечений $\sigma_{mc} < 0,5 R_{b, ser} = 0,5 \cdot 18,5 = 9,25 \text{ МПа}$ и $B < 30 \text{ МПа}$, принимаем $\gamma_{b4} = 1,0$, т. е. $\gamma_{b4} R_{bt, ser} = 1,6 \text{ МПа}$. Проверяем условие (183). Так как для обоих сечений $\sigma_{mt} < \gamma_{b4} R_{bt, ser} = 1,6 \text{ МПа}$, наклонные трещины в пределах длины зоны передачи напряжений на уровне

не выше уровня центра тяжести сечения не образуются, следовательно, требование п. 1.11 выполнено.

Поскольку в более удаленных от опоры сечениях значение Q , а следовательно, τ_{xy} и σ_{mt} будут меньшими, чем в сечении II-II, то наклонные трещины на уровне центра тяжести сечения нигде не образуются и, следовательно, расчет по раскрытию наклонных трещин не производится.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.14(4.13). Железобетонные элементы рассчитываются по раскрытию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;
наклонных к продольной оси элемента.

Проверки ширины раскрытия трещин не требуется, если, согласно расчету по пп. 4.1–4.13, в рассматриваемом сечении трещины не образуются от действия нагрузок, указанных в табл. 2.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, расчет по раскрытию трещин в общем случае производится два раза: на продолжительное и непродолжительное раскрытие трещин (см. п. 1.10). Для изгибаемых элементов при предельно допустимой ширине раскрытия трещин $a_{crc1} = 0,4$ мм и $a_{crc2} = 0,3$ мм (см. табл. 1б) расчет по раскрытию нормальных трещин можно производить только один раз:

при $\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} \geq \frac{2}{3}$ проверяется только продолжительное раскрытие трещин от действия момента M_l ;

при $\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} < \frac{2}{3}$ проверяется только непродолжительное раскрытие трещин от действия момента M_{tot} ,

где

M_{rp} – см. п. 4.2; при этом используется то же значение P , что и при расчете по раскрытию трещин.

Расчет по раскрытию трещин,
нормальных к продольной оси элемента

4.15(4.14). Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, a_{crc} , мм, следует определять по формуле

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \bar{\mu}) \sqrt[3]{d}, \quad (194)$$

где δ – коэффициент, принимаемый равным для элементов: изгибаемых, внерадиально сжатых и внерадиально растянутых при $P \geq N - 1,0$; центрально- и внерадиально растянутых при $P < N - 1,2$;

φ_l – коэффициент, принимаемый равным при учете:

кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок – 1,0;

многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетона:

тяжелого:

естественной влажности	$\varphi_l = 1,6 - 15 \bar{\mu}$, но не менее 1,3
в водонасыщенном состоянии	1,2
при попаременном водонасыщении	
и высушивании	1,75

мелкозернистого групп:

А	1,75
Б	2,0
В	1,5
легкого	1,5

значения φ_l для мелкозернистого и легкого бетонов в водонасыщенном состоянии умножают на 0,8, а при попаременном водонасыщении и высушивании – на 1,2;

η – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов: А-III, А-IV, А-V, А-VI – 1,0; Вр-II, К-7, К-19 – 1,2; В-II – 1,4;

σ_s – приращение напряжений в стержнях крайнего ряда арматуры от действия внешней нагрузки, определяемое согласно указаниям п. 4.17;

$\bar{\mu}$ – коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры S к площади сечения бетона при рабочей высоте h_0 и без учета сжатых свесов полок, но не более 0,02; для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений

$$\bar{\mu} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} \leq 0,02; \quad (195)$$

$h_f - a$ – принимается не менее нуля;

если во внерадиально растянутых элементах растягивающая сила $N_{tot} = N - P$ расположена между центрами тяжести арматуры S и S' , то при определении $\bar{\mu}$ рабочая высота h_0 принимается от точки приложения силы N_{tot} до менее растянутой грани; при центральном растяжении $\bar{\mu} = \frac{A_{sp,tot} + A_{s,tot}}{bh}$, где $A_{sp,tot} + A_{s,tot}$ – площадь всей продольной арматуры в сечении;

d – диаметр растянутой арматуры, мм; при различных диаметрах стержней значение d принимается равным :

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \dots + n_k d_k}, \quad (196)$$

d_1, \dots, d_k – диаметры стержней растянутой арматуры;

n_1, \dots, n_k – число стержней с диаметрами соответственно d_1, \dots, d_k .

В случае применения попарно расположенных стержней при назначении диаметра d следует учитывать указания п. 5.22. Кроме того, следует учитывать указания п. 4.16.

4.16 (4.14). Ширина раскрытия трещин, определенная согласно п. 4.15, корректируется в следующих случаях:

а) если центр тяжести сечения стержней крайнего ряда арматуры S изгибаемых, внерадиально сжатых и внерадиально растянутых при $e_0, tot \geq 0,8h_0$ элементов отстоит от наиболее растянутого волокна на расстоянии $a_2 > 0,2h$, значение a_{crc} должно быть увеличено путем умножения на коэффициент δ_a , равный :

$$\delta_a = \frac{20 \frac{a_2}{h} - 1}{3} \quad (197)$$

и принимаемый не более 3.

Для элементов, армированных стержневой арматурой периодического профиля, диаметр которой не менее 10 мм, при толщине бокового защитного слоя бетона 15 мм и менее значение a_{crc} , определенное по формуле (194), уменьшается на 20 %;

б) для изгибаемых и внерадиально сжатых элементов из тяжелого и легкого бетонов при $\bar{\mu} \leq 0,008$ величину a_{crc} , вычисленную по формуле (194), при необходимости допускается уменьшать путем умножения на коэффициент φ_b , учитывающий работу растянутого бетона над трещиной, определяемый по формуле

$$\varphi_b = \varphi_f \varphi_{l1} \quad (198)$$

и принимаемый не более единицы,

где φ_f – коэффициент, учитывающий уровень нагружения и равный:

$$\varphi_f = \frac{M_r - M_{crc}}{M_0 - M_{crc}} \cdot \frac{M_0 - M_{rp}}{M_r - M_{rp}}, \quad (199)$$

φ_{l1} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и принимаемый равным при учете:

кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок – 1,0;

продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\varphi_{l1} = 1,8 \frac{M_{crc}}{M_r}, \quad (200)$$

но не менее единицы;

M_0 – момент, при котором растянутый бетон над трещинами практически выключается из работы, равный:

$$M_0 = M_{crc} + \psi b h^2 R_{bt,ser}, \quad (201)$$

$$\psi = \frac{15 \bar{\mu} \alpha}{\eta}, \text{ но не более } 0,6.$$

Если $M_r > M_0$, коэффициент ψ_b не вычисляется.
В формулах (199) – (201):

M_r – момент, определяемый согласно п. 4.2, от полной нагрузки, включающей постоянную, длительную и кратковременную нагрузки;

M_{crc} , – см. п. 4.2;
 M_{rp}

$\bar{\mu}$, η – см. п. 4.15;

в) для элементов статически неопределеных конструкций, а также для свободно опертых балок при $l/h \leq 7$ и $\mu \leq 0,02$ вблизи мест приложения сосредоточенных сил и опорных реакций ширину раскрытия трещин a_{crc} , вычисленную по формуле (194), допускается уменьшать путем умножения на коэффициент φ_{loc} , учитывающий местные особенности напряженного состояния в железобетонных изгибаемых конструкциях и определяемый по формуле

$$\varphi_{loc} = 1 - \frac{F}{M} \cdot \frac{(0,3h - a)(3h_0 - 2h)}{2,8(2h_0 - h)}, \quad (202)$$

но не менее 0,8 и не более 1,0.

В формуле (202) :

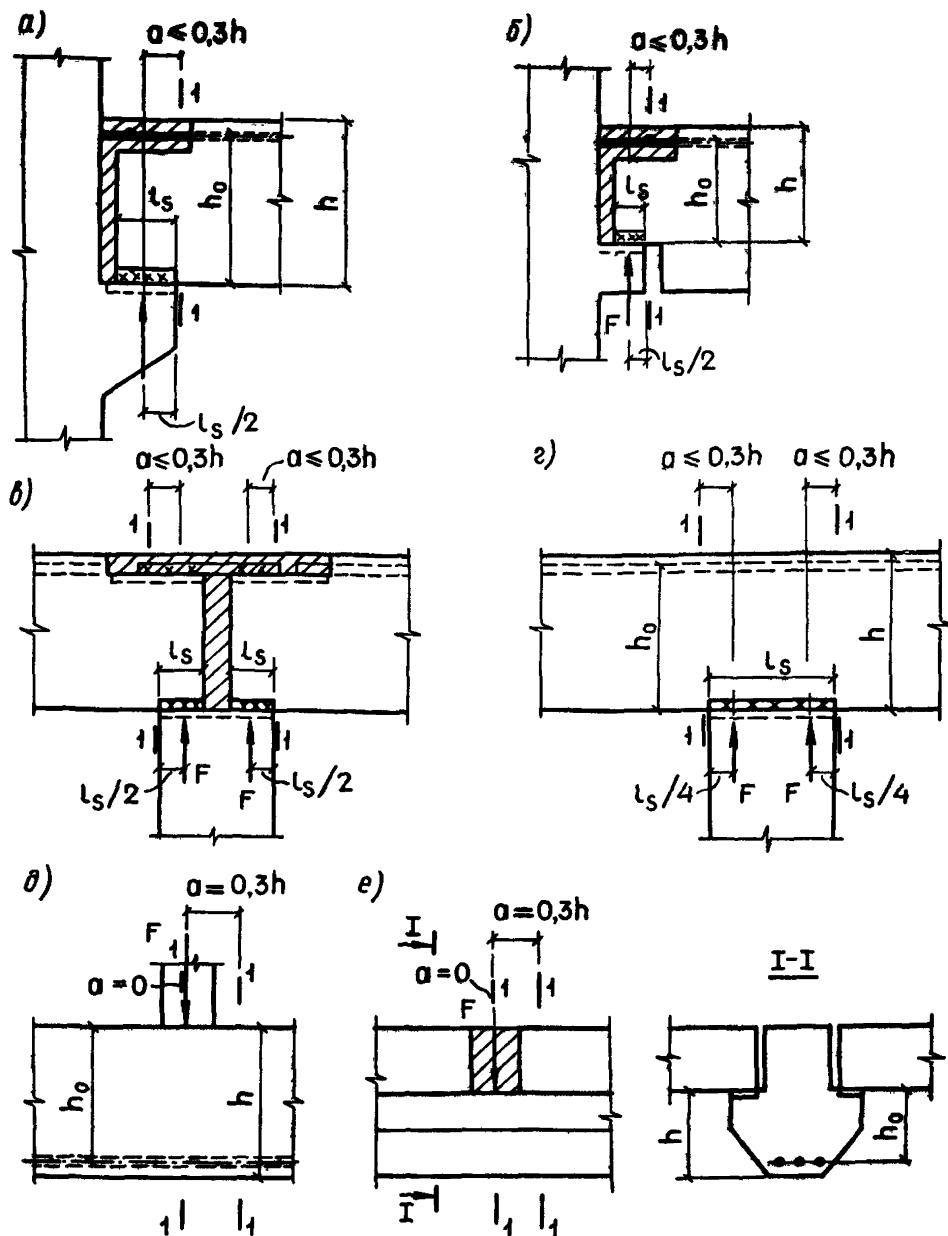
F – сосредоточенная сила или опорная реакция;

M – изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через точку приложения силы F ;

a – расстояние от точки приложения силы F до рассматриваемого сечения, принимаемое в соответствии с черт. 45, но не более 0,3h;

h , h_0 – расстояния от грани элемента, к которой приложена сила, соответственно до растянутой грани и до растянутой арматуры;

г) для элементов из легкого бетона класса В7,5 значение a_{crc} должно быть увеличено на 20 %.



Черт. 45. Расположение расчетных сечений вблизи опорных реакций в жестких узлах и сосредоточенных сил при расчете по раскрытию трещин

I-I – расчетные сечения; *a*–*г* – расчетные сечения у жестких узлов; *д* – расчетные сечения у сосредоточенной силы, приложенной к сжатой грани; *е* – то же, приложенной к уширениям (полкам) элемента

4.17 (4.15). Приращение напряжений в растянутой арматуре σ_s от действия внешней нагрузки в стадии эксплуатации (включая стадии транспортирования и возведения) определяется из условия равенства нулю суммы моментов внешних и внутренних усилий относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне сечения. Значения σ_s вычисляются по формулам для элементов:

изгибаемых (черт. 46, а)

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)z}; \quad (203)$$

внеклентренно сжатых (черт. 46, б)

$$\sigma_s = \frac{N(e_s - z) - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)z}; \quad (204)$$

внеклентренно растянутых (черт. 46, в),

$$\text{если } e_{0,tot} = \frac{Ne_0 - P_2 e_{0p}}{N - P_2} \geq 0,8h_0 \quad (205)$$

или если $N < P_2$,

$$\sigma_s = \frac{N(z \pm e_s) - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)z}; \quad (206)$$

для внеклентренно растянутых элементов при $0 \leq e_{0,tot} \leq 0,8h_0$ (черт. 46, г)

$$\sigma_s = \frac{N(z_s \pm e_s) - P_2(z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)z_s}, \quad (207)$$

где $z_s = h_0 - a'$ – расстояние между центрами тяжести арматуры S и S' .

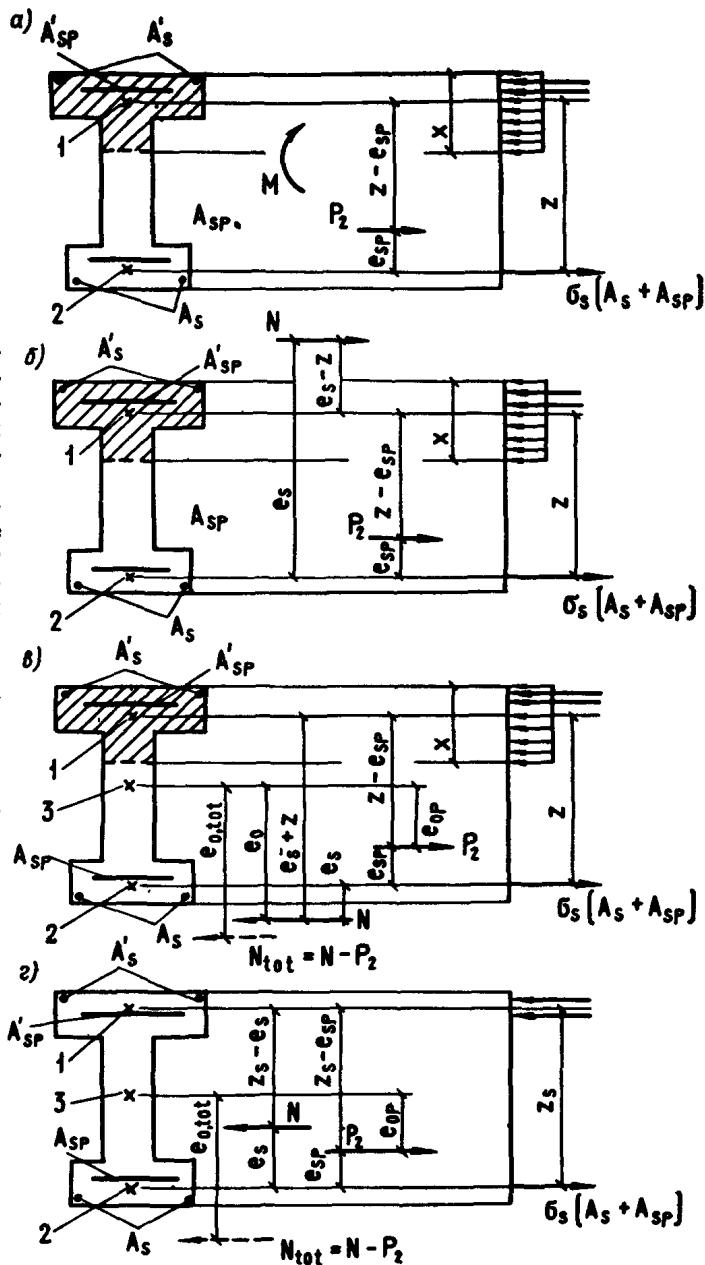
В формулах (206) и (207) знак „плюс” принимается при расположении силы N за пределами расстояния между арматурой S и S' , знак „минус” – при расположении силы N между центрами тяжести арматуры S и S' .

Для центрально-растянутых элементов, т. е. при $e_{0,tot} = 0$; формула (207) приобретает вид

$$\sigma_s = \frac{N - P_2}{A_{sp,tot} + A_{s,tot}}, \quad (207a)$$

где

$A_{sp,tot}$, $A_{s,tot}$ – площади сечения всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.



Черт. 46. Схема усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по ширине раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия

a — при изгибе; *b* — при внецентренном сжатии; *c* — при внецентренном растяжении и $e_{0,tot} > 0,8h_0$; *z* — то же, при $e_{0,tot} < 0,8h_0$; 1 — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне; 2 — центр тяжести площади арматуры *S*; 3 — центр тяжести площади при-
веденного сечения

В формулах (203) – (206) :

z – расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое согласно указаниям п. 4.31:

при этом коэффициент ν принимается как при непродолжительном действии нагрузки, т. е. $\nu = 0,45$; допускается z принимать таким же, как и при расчете по деформациям на те же нагрузки, если $(A'_{sp} + A'_s)/(bh_0) < 0,01$.

В случае, когда $M_r < M_{crc}$ (см. п. 4.2), значение σ_s находится по формуле

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} \frac{M_r - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}}, \quad (208)$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в арматуре при действии нагрузки, соответствующей моменту образования трещин, определяемое по формулам (203) – (207) и (209) с заменой M на M_{crc} и N на $N_{crc} = N(M_{crc}/M_r)$;

M_{rp} – см. п. 4.2.

В случаях, когда $M_r > M_{crc}$ и $P_2 \geq 350$ ($A_{sp} + A_s$) (где 350 – в МПа), значение σ_s для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \varphi_{crc} \frac{M_s}{(A_{sp} + A_s) h_0}, \quad (209)$$

где

$M_s = M + Pe_{sp}$ – для изгибаемых элементов;

$M_s = Ne_s + Pe_{sp}$ – для внецентренно сжатых элементов;

φ_{crc} – определяется по табл. 40.

При расположении растянутой арматуры в несколько рядов по высоте сечения в изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$ элементах напряжения σ_s , подсчитанные по формулам настоящего пункта, должны умножаться на коэффициент δ_n , равный:

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1}, \quad (210)$$

где $x = \xi h_0$; значение ξ определяется по формуле (232); при этом коэффициент ν принимается всегда как при непродолжительном действии нагрузки, т. е. $\nu = 0,45$; для изгибаемых элементов допускается принимать $x = 0,5h_0$;

a_1 , a_2 – расстояния от центра тяжести сечения арматуры S соответственно всей и крайнего ряда стержней до наиболее растянутого волокна бетона.

Таблица 40

φ_f	$e_{s,tot}$ h_e	Коэффициент φ_{crc} при значениях $\mu\alpha$, равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	—	—	0,11	0,16	0,18	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27
	0,8	—	0,10	0,14	0,17	0,19	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27
	0,9	0,14	0,17	0,20	0,23	0,25	0,27	0,28	0,29	0,30	0,30	0,31
	1,0	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,33	0,34	0,35	0,35	0,36	0,36
	1,1	0,28	0,30	0,30	0,35	0,36	0,38	0,39	0,40	0,40	0,41	0,41
	1,2	0,34	0,36	0,38	0,40	0,41	0,43	0,44	0,44	0,45	0,45	0,45
0,1	0,7	—	—	—	—	0,11	0,14	0,17	0,18	0,19	0,21	0,21
	0,8	—	—	0,08	0,11	0,13	0,16	0,18	0,19	0,20	0,21	0,21
	0,9	—	0,12	0,16	0,18	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,26
	1,0	0,18	0,20	0,23	0,25	0,26	0,28	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	1,1	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,37	0,37
	1,2	0,31	0,33	0,35	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,41	0,42	0,42
0,2	0,7	—	—	—	—	—	0,09	0,12	0,13	0,15	0,16	0,17
	0,8	—	—	—	0,07	0,09	0,12	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18
	0,9	—	0,10	0,13	0,15	0,17	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,23
	1,0	—	0,18	0,20	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,29
	1,1	0,24	0,25	0,27	0,29	0,30	0,32	0,33	0,33	0,34	0,34	0,35
	1,2	0,30	0,31	0,33	0,34	0,36	0,37	0,38	0,39	0,40	0,40	0,40
0,3	0,7	—	—	—	—	—	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14	0,14
	0,8	—	—	—	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
	0,9	—	—	0,11	0,13	0,14	0,16	0,18	0,19	0,19	0,20	0,21
	1,0	—	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27
	1,1	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,30	0,31	0,31	0,32	0,33	0,33
	1,2	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,36	0,36	0,37	0,38	0,38	0,39
0,4	0,7	—	—	—	—	0,00	0,04	0,06	0,07	0,09	0,11	0,12
	0,8	—	—	—	0,03	0,05	0,07	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13
	0,9	—	—	0,10	0,11	0,13	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,19
	1,0	—	0,17	0,18	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,25	0,26
	1,1	—	0,24	0,25	0,26	0,27	0,29	0,30	0,30	0,31	0,32	0,32
	1,2	—	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,36	0,37	0,37
0,5	0,8	—	—	—	—	0,04	0,06	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
	0,9	—	—	—	0,10	0,12	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,18
	1,0	—	—	0,17	0,18	0,20	0,21	0,22	0,23	0,23	0,24	0,25

φ_f	$e_{s,tot}$	Коэффициент φ_{crc} при значениях $\mu\alpha$, равных										
		h_0	0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	
0,5	1,1	—	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31	0,31
	1,2	—	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,35	0,36	0,36	0,37
$\geq 0,7$	0,8	—	—	—	—	—	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
	0,9	—	—	—	—	0,09	0,10	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16
	1,0	—	—	0,17	0,17	0,18	0,20	0,21	0,21	0,22	0,23	0,23
	1,1	—	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30
	1,2	—	0,30	0,31	0,31	0,32	0,33	0,34	0,34	0,35	0,35	0,36

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha A'_{sp} + \alpha A'_s}{0,9} -}{b h_0}; \quad e_{s,tot} = \frac{M_s}{P_2}; \quad \mu\alpha = \frac{E_s A_{sp} + E_s A_s}{E_b b h_0}.$$

Для внецентренно растянутых элементов при $e_{0,tot} < 0,8 h_0$ и при расположении арматуры в несколько рядов по высоте сечения напряжение σ_s допускается принимать равным $\alpha' \sigma_{bs}$, где σ_{bs} — напряжение на уровне наиболее растянутого ряда арматуры от действия внешних сил и усилия обжатия P , определенное как для упругого тела по приведенному сечению, включающему в себя площадь сечения сжатой зоны бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения $\alpha' = E_s / (0,9 E_b)$; высоту сжатой зоны можно определять согласно п. 3.58, используя указанный коэффициент α . В этом случае при определении коэффициента $\bar{\mu}$ в формуле (194) используется вся растянутая арматура, а значение h_0 отсчитывается от наиболее растянутого ряда арматуры.

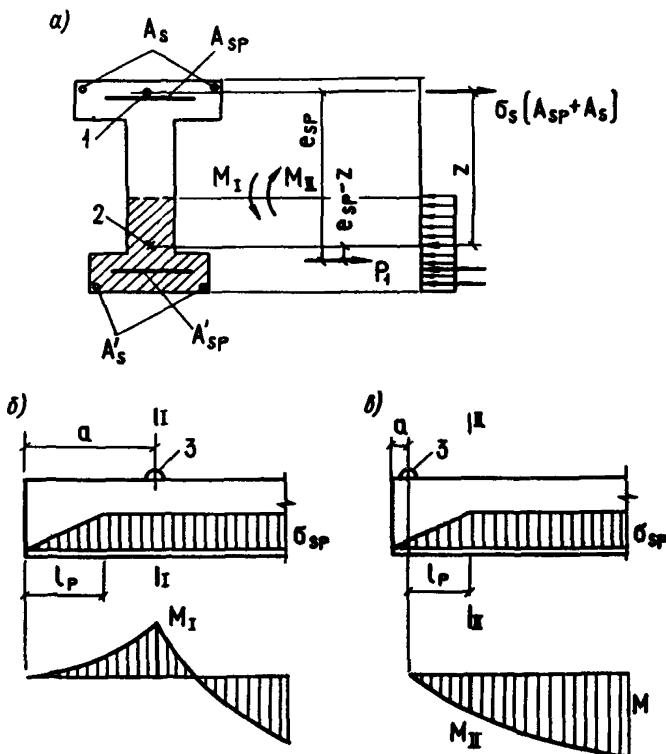
Чтобы избежать неконтролируемого раскрытия трещин и обеспечить отсутствие заметных неупругих деформаций арматуры, значения напряжений $\sigma_s + \sigma_{sp}$ для напрягаемой арматуры и $\sigma_s - \sigma_{sb}$ для ненапрягаемой арматуры не должны превышать соответствующие значения $R_{s,ser}$. При этом для многорядной арматуры напряжение σ_s определяется с учетом коэффициента δ_n , принимая крайний ряд стержней рассматриваемой арматуры (напрягаемой или ненапрягаемой). Здесь σ_{sb} — сумма потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона (см. поз. 6, 8 и 9 табл. 4).

На участках элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 4.5), величину усилия предварительного обжатия P_2 , а также напряжение σ_{sp} следует снижать путем умножения на коэффициент θ (см. п. 4.6).

П р и м е ч а н и я: 1. Для статически определимых элементов при однорядном расположении напрягаемой арматуры и при $A_s < A_{sp}/4$ значение $\sigma_s + \sigma_{sp}$ заведомо меньше $R_{s,ser}$.

2. Если разность расчетных сопротивлений напрягаемой и ненапрягаемой арматуры не превышает предварительного напряжения σ_{sp} , определенного без учета потерь от усадки и ползучести бетона, то значение $\sigma_s - \sigma_{sb}$ заведомо меньше $R_{s,ser}$.

4.18 (4.16). Ширину раскрытия начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, определяют по формуле (194), принимая $\bar{\mu}$ и d для арматуры, расположенной в указанной зоне (черт. 47, *a*); при этом напряжение в данной арматуре или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений σ_s определяется по формуле



Черт. 47. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в стадии изготовления

a – схема усилий и эпюры напряжений; *б* – расположение расчетного сечения (*I-I*) при $a > l_p$; *в* – расположение расчетного сечения (*I-I*) при $a < l_p$; *1* – центр тяжести арматуры *S*; *2* – точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне; *3* – монтажная петля

$$\sigma_s = \frac{P_1 (e_{sp} - z) \pm M}{(A_{sp} + A_s) z}, \quad (211)$$

где M — момент от собственного веса и других нагрузок, действующих на элемент в стадии изготовления; в формуле (211) за положительный момент принимается момент, растягивающий зону с начальными трещинами;

z — определяется согласно п. 4.31 для стадии изготовления.

При этом рассматриваются сечения с наиболее неблагоприятным совместным действием усилий P_1 и M : в месте установки монтажной петли или в конце зоны передачи напряжений l_p (черт. 47, б, в). Если момент от собственного веса M растягивает верхнюю грань (сечение I—I), его следует учитывать с коэффициентом динамичности 1,4 (см. п. 1.9), в противном случае (сечение II—II) — без коэффициента динамичности. В рассматриваемой стадии усилие P_1 и момент M рассматриваются как действующие непрерывно.

Глубина начальных трещин h_{crc} в скатой зоне должна быть не более $0,5 h_0$. Значение h_{crc} определяется по формуле

$$h_{crc} = h - (1,2 + \varphi_m) \xi h_0. \quad (212)$$

Значение φ_m определяется согласно п. 4.6. Значение ξ определяется по формуле (232), рассматривая стадию изготовления.

4.19 (4.14). Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширина раскрытия трещин определяется от суммарного непрерывного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициентах $\varphi_l = \varphi_{l1} = 1,0$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширина продолжительного раскрытия трещин определяется от действия постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте $\varphi_l > 1,0$. Ширина непрерывного раскрытия трещин определяется как сумма ширины продолжительного раскрытия от постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия трещин от действия кратковременных нагрузок при коэффициенте $\varphi_l = 1,0$, т. е. по формуле

$$a_{crc} = a_{crc, l} \left(1 + \frac{\sigma_s / \sigma_{sl} - 1}{\varphi_l} \right), \quad (213)$$

где $a_{crc, l}$ — ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок;

$\varphi_l > 1,0$ — см. п. 4.15; если величина $a_{crc, l}$ определена с учетом формулы (198), то коэффициент φ_l в формуле (213) заменяется произведением $\varphi_l \varphi_{l1}$ (φ_{l1} — см. п. 4.166);

σ_{sl}, σ_s — определяются согласно п. 4.17 соответственно от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок.

**Расчет по раскрытию трещин,
наклонных к продольной оси элемента**

4.20(4.17). Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элементов, при армировании хомутами, нормальными к продольной оси должна определяться по формуле

$$a_{crc} = \varphi_I \frac{0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2 \alpha \mu_w)}, \quad (214)$$

где φ_I – коэффициент, принимаемый равным при учете:

кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок – 1,00; многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетонов:

тяжелого:

естественной влажности 1,50

в водонасыщенном состоянии 1,20

при попеременном водонасыщении и

высушивании 1,75

мелкозернистого и легкого то же, что и в формуле (194);

η – коэффициент, принимаемый равным для поперечной арматуры классов: А-І – 1,3; А-ІІ и А-ІІІ – 1,0; Вр-І – 1,2;

μ_w – коэффициент насыщения элемента хомутами, равный:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}; \quad (215)$$

d_w – диаметр хомутов;

σ_{sw} – напряжение в хомутах, определяемое по формуле

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s \quad (216)$$

(значение напряжения σ_{sw} не должно превышать $R_{s,ser}$).

Здесь Q_{b1} – правая часть условия (93); при этом коэффициент φ_{b4} умножается на 0,8, а значения R_{bt} и R_b заменяются на $R_{bt,ser}$ и $R_{b,ser}$; значение $R_{bt,ser}$ принимается не более значения, соответствующего бетону класса В30;

Q – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, определяемая согласно п. 3.22.

Расчет производится для наиболее опасных наклонных сечений, определяемых согласно п. 3.30 б.

При определении ширины непродолжительного и продолжительного раскрытия наклонных трещин должны учитываться указания п. 4.19; при этом в формуле (213) коэффициент φ_1 назначается согласно настоящему пункту, а отношение σ_{sl}/σ_s заменяется отношением напряжений σ_{sw1}/σ_{sw} , определяемых по формуле (216) соответственно от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок.

Допускается уменьшать величину a_{crc} в 1,5 раза по сравнению с определенной по формуле (214), если элемент армирован поперечными стержнями, нормальными к оси элемента, и продольными стержнями того же диаметра с расстояниями по высоте сечения, равными шагу поперечных стержней.

Примеры расчета

Пример 33. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами поперечного сечения: $h = 280$ мм, $b = 250$ мм, $a = a' = 40$ мм; бетон тяжелый класса В35 ($R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $E_b = 3,1 \cdot 10^4$ МПа); продольная растягивающая сила от всех нагрузок $N = 850$ кН; момент от всех нагрузок $M = 45$ кН·м; продольная сила и момент от постоянных и длительных нагрузок равны: $N_l = 820$ кН и $M_l = 30$ кН·м; предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь $\sigma_{sp2} = 264$ МПа; остальные данные – по примеру 29.

Требуется рассчитать элемент по раскрытию нормальных трещин.

Расчет. Проверяем непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

$$h_0 = 280 - 40 = 240 \text{ мм.}$$

Определяем эксцентрикитеты внешней продольной силы N и равнодействующей N_{tot} относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45 \cdot 10^6}{850 \cdot 10^3} = 52,9 \text{ мм};$$

$$e_{0l} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{30 \cdot 10^6}{820 \cdot 10^3} = 36,6 \text{ мм};$$

$$N_{tot} = N - P_2 = 850 - 650 = 200 \text{ кН} > 0;$$

$$N_{l,tot} = 820 - 650 = 170 \text{ кН} > 0.$$

Поскольку $e_{0p} = 0$,

$$e_{0,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{45 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^3} = 225 \text{ мм} > 0,8h_0 = 0,8 \cdot 240 = 192 \text{ мм};$$

$$e_{0l,tot} = \frac{M_l}{N_{l,tot}} = \frac{30 \cdot 10^6}{170 \cdot 10^3} = 176 \text{ мм} < 0,8h_0 = 192 \text{ мм.}$$

Продолжительное раскрытие трещин определяем по формуле (194). Так как $e_{0l, tot} < 0,8h_0$, приращение напряжения в арматуре σ_s определяем по формуле (207):

$$\begin{aligned}
 e_s &= y_0 - a - e_{0l} = 140 - 40 - 36,6 = 63,4 \text{ мм}; \\
 e_{sp} &= y_0 - a = 140 - 40 = 100 \text{ мм}; \\
 z_s &= h_0 - a' = 240 - 40 = 200 \text{ мм}; \\
 \sigma_s &= \frac{N_l(z_s - e_s) - P_2(z_s - e_{sp})}{A_{sp}z_s} = \\
 &= \frac{820 \cdot 10^3 (200 - 63,4) - 650 \cdot 10^3 (200 - 100)}{1232 \cdot 200} = 191 \text{ МПа}.
 \end{aligned}$$

Ширину раскрытия трещин a_{crc} находим по формуле (194). Для этого вычисляем коэффициенты:

$$\bar{\mu} = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{1232}{250 \cdot 240} = 0,021 > 0,02 \text{ (принимаем } \bar{\mu} = 0,02\text{);}$$

$$\varphi_l = 1,6 - 1,5 \bar{\mu} = 1,6 - 1,5 \cdot 0,02 = 1,3;$$

$$\eta = 1,0; \delta = 1,2 \text{ (поскольку } N > P_2\text{).}$$

Отсюда

$$\begin{aligned}
 a_{crc} &= \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100 \bar{\mu}) \sqrt[3]{d} = 1,2 \cdot 1,3 \cdot 1 \frac{191}{2 \cdot 10^5} 20 \times \\
 &\times (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{28} = 0,136 \text{ мм,}
 \end{aligned}$$

т. е. продолжительное раскрытие трещин меньше предельно допустимого – $a_{crc, 2} = 0,3 \text{ мм}$ (см. табл. 16).

Непродолжительное раскрытие трещин определяем по формуле (213), принимая $a_{crc, l} = 0,136 \text{ мм}$, $\sigma_{sl} = 191 \text{ МПа}$ и $\varphi_l = 1,3$.

Для определения величины σ_s находим значение z согласно указаниям п. 4.3.1:

$$\begin{aligned}
 e_s &= y_0 - a - e_0 = 140 - 40 - 52,9 = 47,1 \text{ мм}; \\
 M_s &= P_2 e_{sp} - Ne_s = 650 \cdot 10^3 \cdot 100 - 850 \cdot 10^3 \cdot 47,1 \text{ мм} = \\
 &= 25 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};
 \end{aligned}$$

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b, ser}} = \frac{25 \cdot 10^6}{250 \cdot 240^2 \cdot 25,5} = 0,068;$$

$$e_{s, tot} = \left| \frac{M_s}{N_{tot}} \right| = \frac{25 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^3} = 125 \text{ мм};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,5; \quad \mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{1232}{250 \cdot 240} = 0,021;$$

$$\mu\alpha = 0,021 \cdot 6,5 = 0,137; \quad \nu = 0,45;$$

$$\varphi_f = \frac{\frac{\alpha}{2\nu} A'_{sp}}{bh_0} = \frac{\frac{6,5}{2 \cdot 0,45} 1232}{250 \cdot 240} = 0,148;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{a'}{h_0} \right) = 0,148 \left(1 - \frac{40}{240} \right) = 0,123;$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} - \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} + 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,068+0,123)}{10 \cdot 0,137}} - \frac{1,5 + 0,148}{11,5 \frac{125}{240} + 5} = 0,155 < 1. \end{aligned}$$

Так как $\xi = 0,155 < \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{240} = 0,167$, значение ξ рассчитываем, принимая $A'_{sp} = 0$, $\varphi_f = 0$, $\lambda = 0$:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5\delta}{10\mu\alpha}} - \frac{1,5}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} + 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5 \cdot 0,068}{10 \cdot 0,137}} - \frac{1,5}{11,5 \frac{125}{240} + 5} = 0,224. \end{aligned}$$

Так как $\varphi_f = 0$, формула (238) принимает вид

$$z = h_0 (1 - 0,5 \xi) = 240 (1 - 0,5 \cdot 0,224) = 213 \text{ мм.}$$

Приращение напряжений в арматуре определяем по формуле (206):

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N(z - e_s) - P_2(z - e_{sp})}{A_{sp}z} = \\ &= \frac{850 \cdot 10^3 (213 - 47,1) - 650 \cdot 10^3 (213 - 100)}{1232 \cdot 213} = 257 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Поскольку $\sigma_{sp2} + \sigma_s = 264 + 257 = 521$ МПа < $R_{s,ser} = 590$ МПа, отсутствие неупругих деформаций в арматуре обеспечено.

$$a_{crc} = a_{crc,1} \left(1 + \frac{\sigma_s / \sigma_{sl} - 1}{\varphi_l} \right) = 0,136 \left(1 + \frac{257/171 - 1}{1,3} \right) = 0,189 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc,1} = 0,4$ мм.

Пример 34. Дана: многопустотная плита перекрытия – по черт. 43; бетон легкий класса В15, марки по средней плотности D1600 ($E_b = 13900$ МПа); продольная арматура класса А-IV, площадью сечения $A_{sp} = 1539 \text{ мм}^2$ ($10 \varnothing 14$); усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1,0$) $P = 636$ кН; момент от всех нагрузок $M_{tot} = 133,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$; момент от постоянных и длительных нагрузок $M_l = 106,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$; требования к трещиностойкости 3-й категории; остальные данные из примера 30.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию нормальных трещин.

Расчет. $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190$ мм (см. черт. 43).

Из примера 30 имеем $M_{rp} = 84,9$ кН · м. Так как $\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{106,4 - 84,9}{133,7 - 84,9} = 0,44 < \frac{2}{3}$ согласно п. 4.14, проверяем только непродолжительное раскрытие трещин по формуле (213). Сначала по формуле (194) определим продолжительное раскрытие трещин при действии момента $M_l = 106,4$ кН · м.

Поскольку $M_r = M_l = 106,4$ кН · м < $M_{crc} = 128,7$ кН · м, приращение напряжений σ_s определяем по формуле (208). Для этого определим значение $\sigma_{s,crc}$ от действия момента $M_{crc} = 128,7$ кН · м. Поскольку $350A_{sp} = 350 \cdot 1539 = 538650$ Н < $P_2 = 636$ кН, воспользуемся упрощенной формулой (209). Из примера 30 имеем $b'_f = b_f = 3580$ мм, $b = 984$ мм и $h = h'_f = 41$ мм. Тогда

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(3580 - 984) \cdot 41}{984 \cdot 190} = 0,569.$$

Поскольку $A_s = 0$, $A'_s = 0$ и $A'_{sp} = 0$, $M_s = M = 128,7$ кН · м;

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{M_s}{P_2 h_0} = \frac{128,7}{636 \cdot 0,19} = 1,065;$$

$$\mu\alpha = \frac{E_s A_{sp}}{E_b b h_0} = \frac{19 \cdot 10^4 \cdot 1539}{1,39 \cdot 10^4 \cdot 984 \cdot 190} = 0,1125.$$

Находим коэффициент φ_{crc} . Для этого по табл. 40 принимаем ближайшие табличные значения $\varphi_f = 0,5$ и $\mu\alpha = 0,1$ и интерполируем только по $e_{s,tot}/h_0$:

при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 1,0 \quad \varphi_{crc} = 0,2$; при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 1,1 \quad \varphi_{crc} = 0,27$; тогда при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 1,065 \quad \varphi_{crc} = 0,2 + 0,65 (0,27 - 0,2) = 0,246$.

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{M}{A_{sp}h_0} \varphi_{crc} = \frac{128,7 \cdot 10^6}{1539 \cdot 190} 0,246 = 108,3 \text{ МПа.}$$

Из формулы (208) имеем

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} \frac{M_r - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}} = 108,3 \frac{106,4 - 84,9}{128,9 - 84,9} = 52,9 \text{ МПа.}$$

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяем по формуле (194) п. 4.15. Из этого пункта имеем:

$$\begin{aligned} \varphi_l &= 1,5; \quad \delta = 1,0; \quad \eta = 1,0; \quad d = 14 \text{ мм}; \quad \bar{\mu} = \frac{A_{sp}}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \\ &= \frac{1539}{984 \cdot 190 + (3580 - 984)(41 - 30)} = 0,0071 < 0,02; \\ a_{crc} &= \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1,5 \frac{52,9}{19 \cdot 10^4} 20(3,5 - 100 \times \\ &\times 0,007) \sqrt[3]{14} = 0,056 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Определим ширину непродолжительного раскрытия трещин по формуле (213), принимая $a_{crc,l} = 0,056$ мм и $\sigma_{sl} = 52,9$ МПа. Напряжение σ_s определим по формуле (209), приняв $M_s = M_{tot} = 133,7$ кН · м:

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{133,7}{636 \cdot 0,19} = 1,106.$$

Из табл. 40 при $\varphi_f = 0,5$, $\mu\alpha = 0,1$ и $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 1,106$ находим $\varphi_{crc} = 0,274$.

Тогда $\sigma_s = \frac{133,7 \cdot 10^6}{1539 \cdot 190} 0,274 = 125,3 \text{ МПа}$;

$$a_{crc} = a_{crc,l} \left(1 + \frac{\sigma_s / \sigma_{sl} - 1}{\varphi_l} \right) = 0,056 \left(1 + \frac{125,3 / 52,9 - 1}{1,5} \right) = 0,107 \text{ мм,}$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc,1} = 0,4$ мм.

Пример 35. Дано: плита перекрытия по черт. 44; класс тяжелого бетона B25 ($E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа); передаточная прочность $R_{bp} = 20$ МПа ($R_{b,ser}^{(p)} =$

$= 15$ МПа, $R_{bt, ser}^{(p)} = 1,4$ МПа); арматура в верхней зоне плиты класса А-III ($E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа), площадью сечения $A_s = 50,3 \text{ мм}^2$ ($1\varnothing 8$); в нижней зоне плиты арматура площадью $A'_{sp} + A'_s = 569 \text{ мм}^2$ ($1\varnothing 25 + 1\varnothing 10$); усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_1 = 230$ кН; его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = 167$ мм; нагрузка от собственного веса плиты $q_w = 1,3$ кН/м (для половины плиты).

Требуется определить ширину раскрытия и глубину нормальных трещин в стадии изготовления.

Расчет. Из примера 31 известно, что в рассматриваемой стадии образуются верхние (начальные) трещины. Рассмотрим сечение в месте закрепления монтажных петель на расстоянии $l_1 = 1$ м от торца плиты. Момент в этом сечении от собственного веса плиты найдем как для консоли с учетом коэффициента динамичности, равного при подъеме 1,4 (см. п. 1.9):

$$M_w = \frac{1,4q_w l_1^2}{2} = \frac{1,4 \cdot 1,3 \cdot 1^2}{2} = 0,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Находим напряжение в арматуре σ_s , необходимое для вычисления ширины раскрытия трещин по формуле (211). Для этой цели вычисляем плечо z согласно указаниям п. 4.31; в связи с этим определяем следующие величины:

$$h_0 = 350 - 25 = 325 \text{ мм};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,4;$$

$$\varphi_f = \frac{\frac{\alpha}{2\nu} (A'_{sp} + A'_s)}{bh_0} = \frac{\frac{7,4}{2 \cdot 0,45} 56,9}{93 \cdot 325} = 0,15;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{a'}{h_0}\right) = 0,15 \left(1 - \frac{50}{325}\right) = 0,13;$$

$$e_{sp} = e_{op} + (h - y_0 - a) = 167 + (350 - 220 - 25) = 272 \text{ мм};$$

$$M_s = P_1 e_{sp} + M_w = 230 \cdot 10^3 \cdot 272 + 0,9 \cdot 10^6 = 63,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$e_{s, tot} = \frac{M_s}{P_1} = \frac{63,5 \cdot 10^6}{230 \cdot 10^3} = 276,4 \text{ мм};$$

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}^{(p)}} = \frac{63,5 \cdot 10^6}{95 \cdot 325^2 \cdot 15} = 0,42;$$

$$\mu \alpha = \frac{A_s}{bh_0} \alpha = \frac{50,3 \cdot 7,4}{95 \cdot 325} = 0,0121;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,42 + 0,13)}{0,121}} +$$

$$+ \frac{1,5 + 0,15}{11,5 \frac{276,4}{325} - 5} = 0,375 > \frac{a'}{h_0} = \frac{50}{325} = 0,154;$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 325 \left[1 - \frac{\frac{2 \cdot 50}{325} 0,15 + 0,375^2}{2(0,15 + 0,375)} \right] = 267 \text{ мм.}$$

Так как $z < 0,97e_{s,tot} = 0,97 \cdot 276,4 = 268$ мм, оставляем $z = 267$ мм.

Напряжение в растянутой арматуре σ_s определяем по формуле (211):

$$\sigma_s = \frac{P_1(e_{sp} - z) + M_w}{A_s z} = \frac{230 \cdot 10^3 (272 - 267) + 0,9 \cdot 10^6}{50,3 \cdot 267} = 152,6 \text{ МПа.}$$

Для определения величины a_{crc} находим коэффициент $\bar{\mu}$ по формуле (195):

$$\bar{\mu} = \frac{A_s}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \frac{50,3}{9,5 \cdot 325 + (475 - 95)(50 - 25)} = 0,00125;$$

$a_{crc} = \delta \varphi_m \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{152,6}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,00125) \sqrt[3]{8} = 0,103$ мм, что меньше предельно допустимого значения $a_{crc1} = 0,4$ мм.

В этом же сечении определим глубину верхних трещин согласно п. 4.18:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser}^{(p)} W_{pl}^{sup}}{P_1(e_{op} - r_{inf}) + M_w} = \frac{1,4 \cdot 8,28 \cdot 10^6}{230 \cdot 10^3 (167 - 69,6) + 0,9 \cdot 10^6} = 0,50,$$

здесь W_{pl}^{sup} , r_{inf} — см. пример 31;

$$h_{crc} = h - (1,2 + \varphi_m) \xi h_0 = 350 - (1,2 + 0,50) 0,375 \cdot 325 = 143 \text{ мм},$$

т. е. меньше $0,5h = 0,5 \cdot 350 = 175 \text{ мм}$.

Пример 36. Дано: плита перекрытия по черт. 44; класс тяжелого бетона B25 ($E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$); напрягаемая арматура класса A-IV ($E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$), площадью сечения $A_{sp} = 491 \text{ мм}^2$ ($1 \varnothing 25$); ненапрягаемая арматура растянутая и сжатая класса A-III, площадью сечения соответственно $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$ ($1 \varnothing 10$) и $A'_s = 50,3 \text{ мм}^2$ ($1 \varnothing 8$); усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1,0$) $P_2 = 150 \text{ кН}$; его эксцентриситет $e_{op} = 165 \text{ мм}$; предварительное напряжение $\sigma_{sp2} = 332 \text{ МПа}$; максимальный момент от всех нагрузок при $\gamma_f = 1,0$ $M_{tot} = 66 \text{ кН} \cdot \text{м}$, в том числе момент от постоянных и длительных нагрузок $M_l = 60 \text{ кН} \cdot \text{м}$; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации.

Расчет. Из примера 31 известно, что в стадии изготовления в верхней зоне плиты образуются начальные трещины; с учетом этих трещин $M_{crc} = 31 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{tot} = 66 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Следовательно, расчет по раскрытию нормальных трещин в нижней зоне плиты необходим.

В связи с наличием начальных трещин уточняем значение P_2 . Согласно п. 4.17, усилие P_2 снижается путем умножения на коэффициент $\theta = 0,724$ (см. пример 31):

$$P_2 = 150 \cdot 0,724 = 108,6 \text{ кН}.$$

Тогда $M_{rp} = P_2 (e_{op} + r_{sup}) = 108,6 \cdot 10^3 (165 + 58,7) = 24,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 24,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (r_{sup} принято по примеру 31).

Так как $\frac{M_l - M_{rp}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{60 - 24,3}{66 - 24,3} = 0,856 > \frac{2}{3}$ согласно п. 4.14, прове-

ляем только продолжительное раскрытие трещин.

Расчет производим согласно указаниям пп. 4.15 и 4.17. Для определения ширины раскрытия трещин находим значение z согласно указаниям п. 4.31:

$$M_s = M + P_2 e_{sp} = 60 \cdot 10^6 + 108,6 \cdot 10^3 \cdot 5 = 60,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $e_{sp} = y - e_{op} - a = 220 - 165 - 50 = 5 \text{ мм}$;

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{60,5 \cdot 10^6}{95 \cdot 300^2 \cdot 18,5} = 0,382;$$

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M_s}{P_2} \right| = \frac{60,5 \cdot 10^6}{108,6 \cdot 10^3} = 557 \text{ мм};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,0; \quad \mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0} = \frac{491 + 79}{95 \cdot 300} = 0,02;$$

$$\mu \alpha = 0,02 \cdot 7 = 0,14;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha A'_s}{2\nu}}{b h_0} = \frac{(475 - 95) 50 + \frac{7 \cdot 50,3}{2 \cdot 0,45}}{95 \cdot 300} = 0,68;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{a'}{h_0}\right) = 0,68 \left(1 - \frac{2,5}{300}\right) = 0,674;$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1,5 (\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s, tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 (0,382 + 0,674)}{1,4}} + \\ &+ \frac{1,5 + 0,68}{11,5 \frac{557}{300} - 5} = 0,292 > \frac{h'_f}{h_0} = \frac{50}{300} = 0,167; \\ z &= h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 300 \left[1 - \frac{\frac{2 \cdot 2,5}{300} 0,68 + 0,292^2}{2(0,68 + 0,292)} \right] = 285 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Напряжение в растянутой арматуре σ_s определяем по формуле (203):

$$\sigma_s = \frac{M - P_2 (z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s) z} = \frac{60 \cdot 10^6 - 108,6 \cdot 10^3 (285 - 5)}{(491 + 79) 285} = 182 \text{ МПа.}$$

Определяем коэффициент δ_n для нижнего ряда арматуры (ненапрягаемой) по формуле (210), принимая $x = 0,292$ $h_0 = 0,292 \cdot 300 = 87,6$ мм:

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{350 - 87,6 - 25}{350 - 87,6 - 50} = 1,12.$$

Тогда $\sigma_s = 182 \cdot 1,12 = 204$ МПа.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (194). Для этого вычисляем значения $\bar{\mu}$ и d :

$$\bar{\mu} = \mu = 0,02;$$

$$d = \frac{d_1^2 + d_2^2}{d_1 + d_2} = \frac{25^2 + 10^2}{25 + 10} = 20,7 \text{ мм.}$$

Коэффициент φ_f равен:

$\varphi_l = 1,6 - 15 \bar{\mu} = 1,6 - 15 \cdot 0,02 = 1,3$; $\delta = 1,0$; $\eta = 1,0$ (для арматуры классов А-III и А-IV);

$$a_{crc2} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \bar{\mu}) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \frac{204}{2 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{20,7} = 0,11 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc2} = 0,3$ мм.

В соответствии с примечанием к п. 4.17 напряжения $\sigma_s + \sigma_{sp}$ и $\sigma_s - \sigma_{sb}$ от действия всех нагрузок не проверяем.

Пример 37. Дано: балка покрытия — по черт. 48; бетон тяжелый класса В30 ($R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, $E_b = 2,9 \cdot 10^4$ МПа, $R_{b,ser} = 22$ МПа); продольная арматура из канатов класса К-7 ($E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа), площадью сечения $A_{sp} = 725 \text{ мм}^2$ ($8 \text{ } \varnothing 12$) и $A'_{sp} = 182 \text{ мм}^2$ ($2 \text{ } \varnothing 12$); усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1,0$) $P_2 = 580$ кН; его эксцентрикитет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = 420$ мм; момент усилия обжатия $M_{rp} = 434 \text{ кН} \cdot \text{м}$; момент трещинообразования $M_{crc} = 620 \text{ кН} \cdot \text{м}$; момент от всех нагрузок $M_{tot} = 725 \text{ кН} \cdot \text{м}$; требования к трещиностойкости 2-й категории.

Требуется рассчитать балку по раскрытию нормальных трещин.

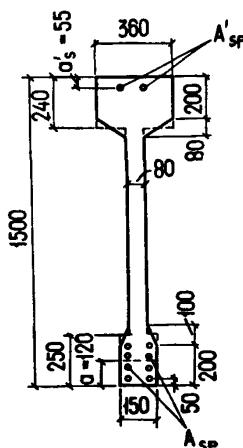
Р а с ч е т. Ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия момента $M = M_{tot}$ определяем по формуле (194). Для этого находим приращение напряжения в арматуре σ_s .

Значение z вычисляем согласно указаниям п. 4.31:

$$h_0 = h - a = 1500 - 120 = 1380 \text{ мм};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,8 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,2;$$

$$\mu \alpha = \frac{A_{sp}}{bh_0} \alpha = \frac{725}{80 \cdot 1380} 6,2 = 0,041;$$



Черт. 48. Поперечное сечение балки покрытия

$$M_s = M + P_2 e_{sp} = 725 \cdot 10^6 + 580 \cdot 10^3 \cdot 340 = 922 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$$(e_{sp}) = y - a - e_{0p} = 880 - 120 - 420 = 340 \text{ мм);}$$

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{922 \cdot 10^6}{80 \cdot 1380^2 \cdot 22} = 0,275;$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f' + \frac{\alpha A_{sp}'}{2\nu}}{bh_0} = \frac{(360 - 80)240 + \frac{6,2 \cdot 182}{2 \cdot 0,45}}{80 \cdot 1380} = 0,62;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0} \right) = 0,62 \left(1 - \frac{240}{2 \cdot 1380} \right) = 0,57; \quad N_{tot} = P_2 = 580 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$e_{s,tot} = \frac{M_s}{N_{tot}} = \frac{922 \cdot 10^6}{580 \cdot 10^3} = 1590 \text{ мм};$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,275+0,57)}{0,41}} +$$

$$+ \frac{1,5 + 0,62}{11,5 \frac{1590}{1380} - 5} = 0,326 > \frac{h_f'}{h_0} = \frac{240}{1380} = 0,174;$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 1380 \left[1 - \frac{\frac{240}{1380} 0,62 + 0,326^2}{2(0,62 + 0,326)} \right] = 1224 \text{ мм};$$

$$\sigma_s = \frac{M_s - P_2 z}{A_{sp} z} = \frac{922 \cdot 10^6 - 580 \cdot 10^3 \cdot 1224}{725 \cdot 1224} = 239 \text{ МПа.}$$

Поскольку арматура расположена в несколько рядов, определяем σ_s для нижнего ряда; по формуле (210) находим коэффициент

$$\delta_n = \frac{h - \xi h_0 - a_2}{h - \xi h_0 - a_1} = \frac{1500 - 0,326 \cdot 1380 - 50}{1500 - 0,326 \cdot 1380 - 120} = 1,075.$$

Отсюда $\sigma_s = 239 \cdot 1,075 = 257 \text{ МПа.}$

Для определения значения a_{crc} находим коэффициент армирования $\bar{\mu}$:

$$\bar{\mu} = \frac{A_{sp}}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \frac{725}{80 \cdot 1380 + (150 - 80)(250 - 120)} = 0,0061;$$

$\varphi_f = 1,0$; $\delta = 1,0$, для арматуры класса К-7 — $\eta = 1,2$.

Отсюда

$$a_{crc} = \delta \varphi_f \eta \frac{a_s}{E_s} 20(3,5 - 100 \bar{\mu}) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \frac{257}{1,8 \cdot 10^5} 20(3,5 - 0,61) \times \sqrt[3]{12} = 0,227 \text{ мм,}$$

т. е. ширина раскрытия трещин больше предельно допустимой $a_{crc1} = 0,2$ мм (см. табл. 16).

Поскольку $\bar{\mu} = 0,0061 < 0,008$, уточняем расчетное значение a_{crc} путем учета работы растянутого бетона над трещинами согласно п. 4.16 б:

$$M_r = M = 725 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Определим момент, при котором растянутый бетон выключается из работы, по формуле (201). Для этого вычислим

$$\psi = \frac{15 \bar{\mu} \alpha}{\eta} = \frac{15 \cdot 0,0061 \cdot 6,2}{1,2} = 0,473 < 0,6.$$

Тогда $M_0 = M_{crc} + \psi b h^2 R_{bt,ser} =$
 $= 620 \cdot 10^6 + 0,473 \cdot 80 \cdot 1500^2 \cdot 1,8 = 773 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} > M_r = 725 \text{ кН}\cdot\text{м.}$

Поскольку расчет ведется на непродолжительное действие нагрузок, $\varphi_{f1} = 1,0$, и тогда

$$\varphi_b = \varphi_f = \frac{M_r - M_{crc}}{M_0 - M_{crc}} \cdot \frac{M_0 - M_{rp}}{M_r - M_{rp}} = \frac{725 - 620}{773 - 620} \cdot \frac{773 - 434}{725 - 434} = 0,799 < 1.$$

Уточненное значение $a_{crc} = 0,227 \cdot 0,799 = 0,181$ мм, что не превышает предельно допустимого значения $a_{crc1} = 0,2$ мм.

Пример 38. Дано: плита покрытия пролетом $l = 5,85$ м, сечением — по черт. 49; бетон легкий класса В20 ($R_{bt,ser} = 1,4$ МПа), марки по средней плотности D1800 ($E_b = 17,3 \cdot 10^3$ МПа); поперечная арматура на опоре в виде U-образной сетки из проволоки класса Вр-І ($E_s = 17 \cdot 10^4$ МПа), диаметром 4 мм ($A_{sw} = 25,1 \text{ мм}^2$), с шагом поперечных стержней $s = 100$ мм; геометрические характеристики приведенного сечения (для половины сечения): площадь $A_{red} = 60400 \text{ мм}^2$, момент инерции $I_{red} = 556,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$, расстояние от центра тяжести до нижней грани $y_0 = 274$ мм; момент образования трещин при $\gamma_{sp} = 1,0$ $M_{crc} = 17 \text{ кН}\cdot\text{м}$; усилие обжатия $P = 50 \text{ кН}$;

нагрузка, приходящаяся на одно ребро, $q = 8,4 \text{ кН/м}$, в том числе постоянная и длительная $q_1 = 7,2 \text{ кН/м}$; сугробовая нагрузка: полная $s = 3 \text{ кН/м}$, длительная $s_1 = 1,8 \text{ кН/м}$.

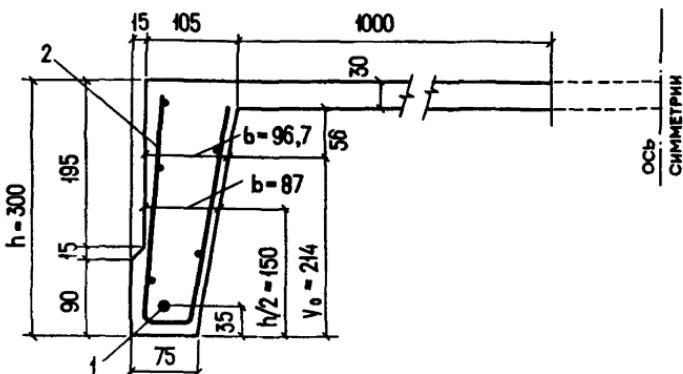
Требуется рассчитать плигу по раскрытию наклонных трещин.

Расчет.

$$h_0 = 300 - 35 = 265 \text{ мм (см. черт. 49).}$$

Поперечная сила на опоре равна:

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{8,4 \cdot 5,85}{2} = 24,57 \text{ kH.}$$



Черт. 49. К примеру расчета 38

1 – напрягаемый стержень; 2 – U-образная сетка

Согласно п. 3.30б, определим значения Q_{b1} и Q . По формуле (96) вычисляем значение Q_{crc} , принимая $R_{bt} = R_{bt, ser} = 1,4$ МПа, $b = 96,7$ мм (см. черт. 49) и

$$S_{red} = \frac{96,7 \cdot 56^2}{2} + \frac{(105 - 96,7) \cdot 56^2}{3} + 1105 \cdot 30(56 + 15) = 251,4 \cdot 10^4 \text{ MM}^3$$

По графику на черт. 18 при $\sigma = \frac{P}{R_{bt} A_{red}} = \frac{50 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 6,4 \cdot 10^3} = 0,591$

находим $\tau = 1,26$, т. е. $\tau_{xv,cr} = \tau R_{bt} = 1,26 \cdot 1,4 = 1,766$ МПа.

$$\text{Тогда } Q_{crc} = \frac{\tau_{xy,crc} b I_{red}}{S_{red}} = \frac{1,766 \cdot 96,7 \cdot 556,5 \cdot 10^6}{251,4 \cdot 10^6} = 37\,800 \text{ Н.}$$

Поскольку $Q_{crc} = 37,8$ кН $> Q_{max}$, за невыгоднейшее значение с принимаем длину припорного участка l_1 , где не образуются нормальные трещины. При равномерно распределенной нагрузке значение l_1 определяем из уравнения

$$M = \frac{ql}{2} l_1 - \frac{ql_1^2}{2} = M_{crc},$$

откуда

$$l_1 = c = \frac{l}{2} - \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{2M_{crc}}{q}} = \frac{5,85}{2} - \sqrt{\left(\frac{5,85}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 17}{8,4}} = 0,8 \text{ м.}$$

Так как $2,5h_0 = 2,5 \cdot 265 = 662$ мм $< l_1$, значение Q_{b1} принимаем равным значению $Q_{b,min}$, определяемому по формуле (95) при $R_{bt} = 1,4$ МПа, $b = 87$ мм (см. черт. 49), $\varphi_{b4} = 0,4$ (см. табл. 29) и

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{50 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 87 \cdot 265} = 0,155 < 0,5;$$

$$Q_{b,min} = Q_{b1} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,4 (1 + 0,155) 1,4 \cdot 87 \cdot 265 = 14\,900 \text{ Н.}$$

Расчетную поперечную силу Q принимаем в поперечном сечении на расстоянии $c = 0,8$ м от опоры, учитывая разгружающее влияние постоянной и половины временной (снеговой) нагрузки (см. п. 3.22):

при действии всех нагрузок

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 24,57 - 6,9 \cdot 0,8 = 19,05 \text{ кН},$$

$$\text{где } q_1 = q - s/2 = 8,4 - 3/2 = 6,9 \text{ кН/м};$$

при действии постоянных и длительных нагрузок

$$Q_l = \frac{q_l l}{2} - q_1 l c = \frac{7,2 \cdot 5,85}{2} - 6,3 \cdot 0,8 = 16,02 \text{ кН},$$

$$\text{где } q_1 l = q_l - s_l/2 = 7,2 - 1,8/2 = 6,3 \text{ кН/м.}$$

Определим по формуле (216) напряжение в хомутах при действии постоянных и длительных нагрузок:

$$\sigma_{sw,l} = \frac{Q_l - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s = \frac{(16,02 - 14,9) \cdot 10^3}{25,1 \cdot 265} 100 = 16,9 \text{ МПа} < R_{s,ser}.$$

Ширину продолжительного раскрытия трещин от действия этих нагрузок определим по формуле (214), принимая $\varphi_l = 1,5$; $\eta = 1,2$; $d_w = 4$ мм;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^4}{1,73 \cdot 10^4} = 9,83; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{25,1}{87 \cdot 100} = 0,00289;$$

$$a_{crc,l} = \varphi_l \frac{\frac{0,6 \sigma_{sw,l} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2\alpha \mu_w)}}{= 1,5 \cdot \frac{0,6 \cdot 16,9 \cdot 4 \cdot 1,2}{1,7 \cdot 10^5 \frac{4}{265} + 0,15 \cdot 1,73 \cdot 10^4 (1 + 2 \cdot 9,83 \cdot 0,00289)} = 0,014 \text{ мм},}$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc_2} = 0,3 \text{ мм}$ (см. табл. 16).

Определим напряжение σ_{sw} при действии всех нагрузок:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s = \frac{(19,05 - 14,9) 10^3}{25,1 \cdot 265} 100 = 62,4 \text{ МПа} < R_{s,ser}.$$

Ширину непродолжительного раскрытия трещин определим по формуле (213), принимая $\frac{\sigma_s}{\sigma_{sl}} = \frac{\sigma_{sw}}{\sigma_{sw,l}} = \frac{62,4}{16,9} = 3,692$:

$$a_{crc} = a_{crc,l} \left(1 + \frac{\sigma_s / \sigma_{sl} - 1}{\varphi_l} \right) = 0,014 \left(1 + \frac{2,692}{1,5} \right) = 0,039 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc_1} = 0,4 \text{ мм}$.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.21 (4.18). Железобетонные элементы должны рассчитываться по закрытию (зажатию) трещин:

нормальных к продольной оси элемента;
наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по закрытию трещин производится для зон элементов (см. п. 1.10), к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, если в этих зонах элементов трещины образуются от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1,0$.

Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.22 (4.19). Для обеспечения надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии постоянных и длительных нагрузок должны соблюдаться следующие требования:

а) в напрягаемой арматуре S от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser}, \quad (217)$$

где σ_s – приращение напряжения в напрягаемой арматуре S от действия внешних нагрузок, определяемое согласно п. 4.17; при этом для ненапрягаемой арматуры класса Вр-І также должно выполняться условие (217) с заменой σ_{sp} на $-\sigma_{sb}$ (см. п. 4.17);

б) сечение элемента с трещинами в растянутой зоне от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок с нормальными напряжениями сжатия σ_b на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 0,5 МПа; при этом величина σ_b определяется как для упругого тела от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия P_2 ; для изгибаемых элементов данное требование соблюдается, если выполняется условие

$$M \leq P_2 (e_{0p} + r) - 0,5 W_{red}, \quad (218)$$

где r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растягиваемой внешними нагрузками грани элемента, определяемое по формуле

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}; \quad (219)$$

W_{red} – см. п. 4.2;

0,5 – требуемое напряжение сжатия в МПа на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента.

Для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов в условии (218) момент M заменяется значением M_r , определяемым согласно п. 4.2; при этом r определяется по формуле (219).

4.23(4.20). Для участков элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 4.5), величина σ_{sp} в условии (217) умножается на коэффициент θ , а величина P_2 в условии (218) умножается на коэффициент, равный $1,1\theta$, но не более 1,0, где значения θ определяются согласно указаниям п. 4.6.

Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.24(4.21). Для обеспечения надежного закрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения в бетоне, определяемые, согласно указаниям п. 4.9, на уровне центра тяжести приведенного сечения при действии постоянных и длительных нагрузок, должны быть сжимающими (т. е. значение σ_{mt} должно быть отрицательным) и по величине не менее 0,5 МПа.

Указанное требование обеспечивается с помощью предварительно напряженной поперечной арматуры (хомутов или отогнутых стержней). В этом случае требуемая величина сжимающего напряжения в бетоне, вызванная

влиянием предварительного напряжения поперечной арматуры (см. п. 4.11), определяется по формуле

$$\sigma_{yp} = 0,5 + \frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_x - 0,5} - \sigma_{y,loc}, \quad (220)$$

где σ_x, τ_{xy} – принимаются в МПа и определяются, согласно пп. 4.9–4.12, $\sigma_{y,loc}$ на уровне центра тяжести приведенного сечения; при этом напряжения τ_{xy} и $\sigma_{y,loc}$ определяются от действия постоянных и длительных нагрузок.

Формулу (220) следует использовать при подборе поперечной напрягающей арматуры лишь в том случае, если при найденной по ней величине σ_{yp} наклонные трещины образуются, т. е. при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок с $\gamma_f > 1,0$ не выполняется условие (183). В противном случае значение σ_{yp} может быть снижено таким образом, чтобы обеспечить указанное условие.

Примеры расчета

Пример 39. Дано: балка покрытия – по черт. 48; продольная арматура из канатов класса К-7 ($\varnothing 12$ мм) ($R_{s,ser} = 1335$ МПа); предварительное напряжение в арматуре S (при $\gamma_{sp} = 1,0$) $\sigma_{sp} = 640$ МПа; усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} < 1,0$) $P_2 = 520$ кН; момент от постоянных и длительных нагрузок $M_l = 340$ кН·м; геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $A_{red} = 21 \cdot 10^4$ мм², момент сопротивления $W_{red} = 69 \cdot 10^6$ мм³; требования к трещиностойкости 2-й категории; остальные данные по примеру 37.

Требуется рассчитать балку по закрытию нормальных трещин.

Р а с ч е т. Проверим условие (218), используя усилие обжатия при $\gamma_{sp} < 1,0$ $P_2 = 520$ кН.

По формуле (219) вычисляем значение

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{60 \cdot 10^6}{21 \cdot 10^4} = 328 \text{ мм.}$$

Из примера 37 имеем $e_{0p} = 420$ мм.

$$\begin{aligned} \text{Тогда } P_2 (e_{0p} + r) - 0,5 W_{red} &= 520 \cdot 10^3 (420 + 328) - 0,5 \cdot 69 \cdot 10^6 = \\ &= 355 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 355 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_l = 340 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т. е. от постоянных и длительных нагрузок напряжения сжатия везде превышают 0,5 МПа.

Для проверки условия (217) используем значение σ_s , вычисляемое в примере 37 при проверке непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок с учетом $\delta_n \sigma_s = 257$ МПа.

Тогда

$$\sigma_{sp} + \sigma_s = 640 + 257 = 897 \text{ МПа} < 0,8R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1335 = 1068 \text{ МПа},$$

т. е. необратимые деформации в арматуре возникнуть не могут. Таким образом, при постоянных и длительных нагрузках трещины, образовавшиеся от всех нагрузок, надежно закрыты.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.25 (4.22). Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций должны вычисляться по формулам строительной механики, определяя входящие в них значения кривизны в соответствии с указаниями пп. 4.27–4.35.

Величины кривизны и деформаций железобетонных элементов отчитываются от их начального состояния, т. е. от состояния до обжатия.

4.26 (4.23). Кривизна определяется:

а) для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, – как для сплошного тела;

б) для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси, – как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

Элементы или участки элементов рассматриваются без трещин в растянутой зоне, если трещины не образуются под действием постоянных, длительных и кратковременных нагрузок или если они закрыты при действии постоянных и длительных нагрузок, при этом нагрузки вводятся в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне

4.27 (4.24). На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов должна определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r} \right)_3 + \left(\frac{1}{r} \right)_4 \right], \quad (221)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_1, \left(\frac{1}{r} \right)_2$ – кривизны соответственно от кратковременных нагрузок (определяемых с учетом п. 1.8) и от постоянных и длительных нагрузок (без учета усилия P), определяемые по формулам:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}; \left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}, \quad (222)$$

здесь M_{sh} , M_l – моменты от соответствующей внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

φ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый для бетонов:

тяжелого, мелкозернистого и легкого при плотном	
мелком заполнителе	0,85,
легкого при пористом мелком заполнителе	0,70

φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин, принимаемый по табл. 41;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P и определяемая по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}; \quad (223)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\epsilon_b - \epsilon'_b}{h_0}, \quad (224)$$

здесь ϵ_b , ϵ'_b – относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия и определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона по формулам:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_{sb}}{2 \cdot 10^5}; \quad \epsilon'_b = \frac{\sigma'_{sb}}{2 \cdot 10^5}. \quad (225)$$

Значение σ_{sb} принимается численно равным сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8 и 9 табл. 4 для арматуры растянутой зоны, а σ'_{sb} – то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона (т. е. σ'_{sb} определяется как при наличии, так и отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне). Здесь σ_{sb} и σ'_{sb} – в МПа.

При определении σ_{sb} и σ'_{sb} напряжения σ_{bp} находятся по формуле (10) соответственно на уровне центра тяжести арматуры S и крайнего сжатого

волокна бетона. Потери от усадки бетона при определении σ'_{sb} принимаются равными нулю, если в стадии изготовления в зоне, растянутой от действия усилия P_1 , образуются трещины; в этом случае $\epsilon'_b = 0$.

Т а б л и ц а 41 (34)

Длительность действия нагрузки	Коэффициент φ_{b2} для конструкций из бетона			
	тяжелого и легкого	мелкозернистого групп		
		А	Б	В
1. Непродолжительное действие	1,0	1,0	1,0	1,0
2. Продолжительное действие при влажности воздуха окружающей среды, %:				
а) 40–75	2,0	2,6	3,0	2,0
б) ниже 40	3,0	3,9	4,5	3,0

П р и м е ч а н и я: 1. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.5.

2. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.1.

3. При попеременном водонасыщении и высушивании бетона значения φ_{b2} при продолжительном действии нагрузки следует умножать на коэффициент 1,2.

4. При влажности воздуха окружающей среды выше 75 % и при загружении бетона в водонасыщенном состоянии значения φ_{b2} по поз. 2а настоящей таблицы следует умножать на коэффициент 0,8.

Сумма $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ в формуле (221) принимается не менее $\left(\frac{1}{r}\right)_3 \varphi_{b2}$,

где коэффициент φ_{b2} принимается как при продолжительном действии нагрузки.

В случае, когда моменты M и Pe_{0p} имеют одинаковые направления вращения (например, на защемленных опорах балок), кривизна $\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right]$ вводится в формулу (221) со знаком „плюс”.

4.28 (4.25). При определении кривизны участков элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.5) значения $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$, используемые в п. 4.27, должны быть увеличены на 15 %, а значение $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – на 25 %.

4.29 (4.26). На участках, где образуются нормальные трещины в растянутой зоне, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие [т. е. выполняются условия (217) и (218)], значения кривизны

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$, входящие в формулу (221), увеличиваются на 20 %.

Если кривизна, определенная по пп. 4.30–4.32, оказывается отрицательной, ее следует пересчитать по указаниям п. 4.27 и настоящего пункта [независимо от выполнения условий (217) и (218)].

**Определение кривизны железобетонных элементов
на участках с трещинами в растянутой зоне**

4.30 (4.27). На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизна изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$ [$e_{0,tot}$ – см. условие (205)] элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений должна определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = -\frac{M_s}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s}, \quad (226)$$

где M_s – момент относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры S , от всех внешних сил и от усилия предварительно-го обжатия P ; значение M_s вычисляется по формулам:

для изгибаемых элементов

$$M_s = \pm M \pm Pe_{sp}; \quad (227)$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_s = \pm Ne_s \pm Pe_{sp}; \quad (228)$$

при этом знак определяется направлением вращения моментов (черт. 50); за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре S ;

z – расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по указаниям п. 4.31;

ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами и определяемый по указаниям п. 4.32;

ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами и принимаемый равным 0,9, за исключением конструкций из легкого бетона класса В7,5, для которых

$$\psi_b = 0,7;$$

φ_f – коэффициент, определяемый по формуле (235);

$\xi = \frac{x}{h_0}$ – определяется согласно указаниям п. 4.31;

ν – коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны и принимаемый по табл. 42;

N_{tot} – равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия P :

$$N_{tot} = P \pm N; \quad (229)$$

в формуле (229) растягивающее усилие N принимается со знаком „минус”, в формулу (226) усилие N_{tot} подставляется со своим знаком.

При определении кривизны элементов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 4.5) значение P снижается путем умножения на коэффициент θ (см. п. 4.6).

Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов из тяжелого бетона при $M_r < M_0$ кривизну допускается определять с учетом работы растянутого бетона над трещинами по формуле

Т а б л и ц а 42 (35)

Длительность действия нагрузки	Коэффициент ν для конструкций из бетона			
	тяжелого и легкого	мелкозернистого грунта		
		A	B	V
1. Непродолжительное действие	0,45	0,45	0,45	0,45
2. Продолжительное действие при влажности воздуха окружающей среды, %:				
а) 40–75	0,15	0,10	0,08	0,15
б) ниже 40	0,10	0,07	0,05	0,10

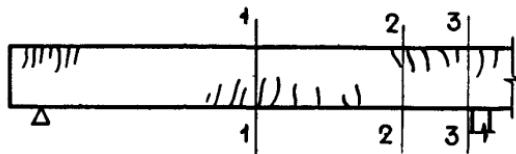
П р и м е ч а н и я: 1. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.5.

2. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.1.

3. При периодическом водонасыщении и высушивании бетона сжатой зоны значения

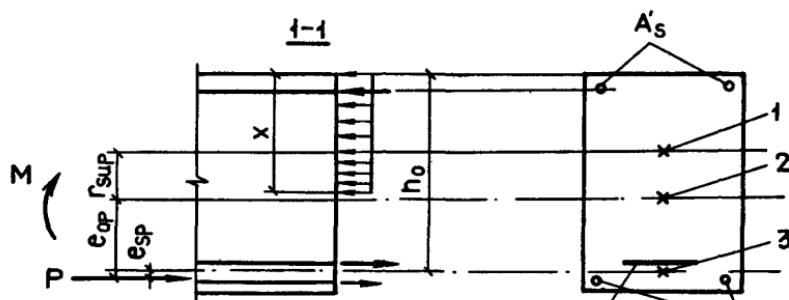
ν при продолжительном действии нагрузки следует разделить на коэффициент 1,2.

4. При влажности воздуха окружающей среды выше 75 % и при загружении бетона в водонасыщенном состоянии значения ν по поз. 2а настоящей таблицы следует разделить на 0,8.

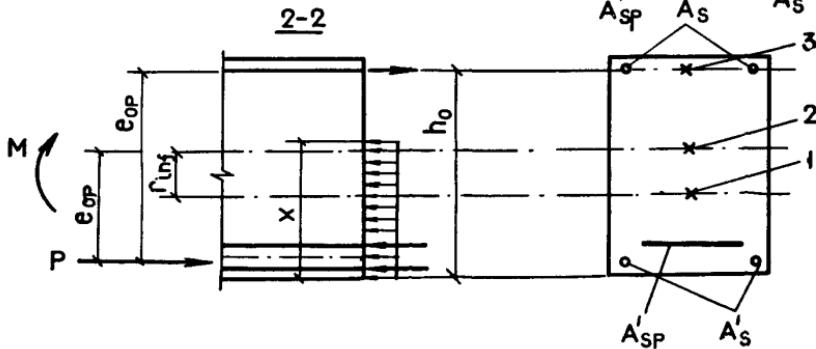


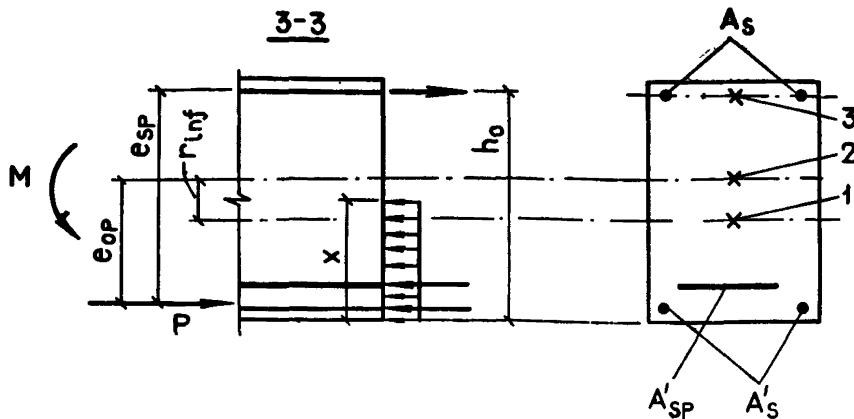
ЭПЮРА М

ЭПЮРА P_{eop}



2-2





Черт. 50. Определение заменяющего момента M_s и коэффициента φ_m для изгибающегося элемента

$$\text{Сечение } I-I: M_s = M - Pe_{sp}; \quad \varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}^{inf}}{M - P(e_{op} + r_{sup})};$$

$$\text{сечение 2-2: } M_s = Pe_{sp} - M; \varphi_m = \frac{R_{bt, ser} W_{pl}^{sup}}{P(e_{op} - r_{inf}) - M};$$

$$\text{сечение 3-3: } M_s = P e_{sp} + M; \varphi_m = \frac{R_{bt, ser} W_{pl}^{sup}}{P(e_{sp} - r_{inf}) + M};$$

1 – ядровая точка; 2 – центр тяжести площади приведенного сечения; 3 – центр тяжести площади арматуры S'

$$\frac{1}{r} = \left\{ \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} + \left[\left(\frac{1}{r} \right)_0 - \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} \right] \frac{M_r - M_{rc}}{M_0 - M_{rc}} \right\} \frac{M - Pe_{op}}{M_{tot} - Pe_{op}} \quad (230)$$

и принимать не более кривизны, определенной по формуле (226).

$$\text{Здесь } \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} = \frac{(M_{crc} + Nr) \varphi_{b2} - Pe_{op}}{\varphi_{h1} E_h I_{red}}, \quad (231)$$

$\left(\frac{1}{r} \right)_0$ - кривизна, определяемая по формуле (226) при моменте M_s , равном для элементов:

изгибаемых $M_s = M_0 + Pe_{sp}$;
внеклентренно сжатых $M_s = M_0 + Ny_{sp} + Pe_{sp}$,

где $y_{sr} = y_0 - a + r$ – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до оси, проходящей через наиболее удаленную ядовую точку (см. п. 4.2);

M_r – момент, определяемый согласно п. 4.2 от полной нагрузки, включающей постоянную, длительную и кратковременную нагрузки;

M_0 – момент, при котором растянутый бетон над трещинами исключается из работы, определяемый по формуле (201) п. 4.16б, в которой ψ уменьшается вдвое при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

M_{crc} – см. п. 4.2;

M, M_{tot} – моменты внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, соответственно от рассматриваемой и полной нагрузок.

4.31 (4.28). Значение ξ вычисляется по формуле

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0}} , \quad (232)$$

но принимается не более 1,0.

Для второго слагаемого правой части формулы (232) верхние знаки принимаются при сжимающем, а нижние – при растягивающем усилии N_{tot} (см. п. 4.30).

В формуле (232):

β – коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого и легкого	1,8
мелкозернистого	1,6

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}} ; \quad (233)$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0} \right) ; \quad (234)$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f' + \frac{\alpha A'_{sp} + \alpha A'_s}{2\nu}}{bh_0} ; \quad (235)$$

$$\mu \alpha = \frac{A_{sp}\alpha + A_s\alpha}{bh_0} ; \quad (236)$$

$e_{s,tot}$ – эксцентриситет силы N_{tot} относительно центра тяжести площади сечения арматуры S ; соответствует моменту M_s (см. п. 4.30) и определяется по формуле

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M_s}{N_{tot}} \right| \quad (237)$$

При сжимающем усилии N_{tot} значение $\frac{e_{s,tot}}{h_0}$ в формуле (232) принимается не менее 0,5.

Значение z вычисляется по формуле

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \quad (238)$$

Для внецентренно сжатых элементов значение z должно приниматься не более $0,97 e_{s,tot}$.

Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулах (234) и (238) вместо величины h_f' подставляется величина $2a$ или $h_f' = 0$ соответственно при наличии или отсутствии арматуры S' .

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi < \frac{h_f'}{h_0}$ производится как прямоугольных шириной b_f' , принимая:

$$\varphi_f = 0; \quad \mu\alpha = \frac{A_{sp}\alpha + A_s\alpha}{b_f' h_0}; \quad \delta = \frac{M_s}{b_f' h_0^2 R_{b,ser}}.$$

Расчетная ширина полки b_f' определяется согласно указаниям п. 3.16.

Если $\xi < \frac{a}{h_0}$, значения φ_f , ξ , z и $\frac{1}{r}$ определяются без учета арматуры S' .

4.32 (4.29). Коэффициент ψ_s определяется по формуле

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls}\varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m)e_{s,tot}/h_0}, \quad (239)$$

но не более 1,0; при этом следует принимать $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2/\varphi_{ls}$.

В формуле (239):

φ_{ls} – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый равным: при непродолжительном действии нагрузки для арматуры стержневой – 1,1, проволочной – 1,0; при продолжительном действии нагрузки – 0,8; для конструкции из легкого бетона класса В7,5 указанные значения φ_{ls} снижаются на 0,3 и на 0,2 соответственно при непродолжительном и продолжительном действии нагрузок;

$e_{s,tot}$ – см. формулу (237);

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|}, \quad (240)$$

но не более 1,0;

здесь W_{pl} – см. п. 4.3;

M_r, M_{rp} – см. п. 4.2, при этом за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре S .

4.33. Кривизны внецентренно растянутых элементов при $e_{0,tot} < 0,8h_0$ [$e_{0,tot}$ – см. условие (205)] и при $N > P$ на участках с нормальными трещинами определяются следующим образом:

а) если продольная сила N_{tot} приложена между центрами тяжести площадей сечения арматуры S и S' (т. е. если $e_{0,tot} < y_{s0}$, где y_{s0} – расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до центра тяжести приведенного сечения), кривизна определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{N_{tot}\psi_s}{z_s(E_sA_{sp}+E_sA_s)} - \frac{N_{tot}e_{s,tot}}{z_s^2} \left(\frac{\psi_s}{E_sA_{sp}+E_sA_s} + \frac{\psi'_s}{E_sA'_{sp}+E_sA'_s} \right), \quad (241)$$

где $z_s = h_0 - a'$ – расстояние между центрами тяжести площадей арматуры S и S' ;

$$e_{s,tot} = y_{s0} - e_{0,tot};$$

ψ_s, ψ'_s – коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона соответственно для арматуры S и S' и определяемые по формулам:

$$\psi_s = 1 - \varphi_{ls} N_{crc}/N_{tot}; \quad (242)$$

$$\psi'_s = 1 - \varphi_{ls} N'_{crc}/N_{tot}; \quad (243)$$

φ_{ls} – коэффициент, принимаемый равным при действии нагрузки:

непродолжительном – 0,70,

продолжительном – 0,35;

N_{crc}, N'_{crc} – усилия, приложенные в той же точке, что и сила N_{tot} , соответствующие образованию трещин, соответственно в более растянутой зоне сечения и в менее растянутой зоне; значения N_{crc} и N'_{crc} определяются по формулам:

$$N_{crc} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{e_{0,tot} + r}; \quad N'_{crc} = \frac{R_{bt,ser} W'_{pl}}{r' - e_{0,tot}} \quad (244)$$

и принимаются не более N_{tot} . Кроме того, при $r' < e_{0,tot}$ значение N'_{crc} принимается равным N_{tot} .

В формуле (244):

W_{pl}, W'_{pl} – значения W_{pl} , определенные согласно п. 4.3 соответственно для более растянутой и менее растянутой сторон сечения;

r, r' – расстояния от центра тяжести приведенного сечения до ядерных точек, наиболее удаленных соответственно от более растянутой и от менее растянутой сторон сечения; значения r и r' определяются по формуле (170);

б) если продольная сила N_{tot} приложена вне расстояния между центрами тяжести площадей арматуры S и S' , кривизна определяется по линейной интерполяции между кривизной $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, определенной по формуле (241) при $e_{s, tot} = 0$ (т. е. при $e_{0, tot} = y_{s0}$), и кривизной $\left(\frac{1}{r}\right)_{II}$, определенной по формуле (226) при $M_s = |N_{tot}| (0,8h_0 - y_{s0})$ (т. е. при $e_{0, tot} = 0,8h_0$). Этому соответствует вычисление кривизны по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left[\left(\frac{1}{r}\right)_{II} - \left(\frac{1}{r}\right)_1 \right] \frac{e_{0, tot} - y_{s0}}{0,8h_0 - y_{s0}}. \quad (245)$$

4.34 (4.30). Полная величина кривизны $\frac{1}{r}$ для участка с трещинами в растянутой зоне должна определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (246)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производится расчет по деформациям согласно указаниям п. 1.19;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле (224) с учетом указаний п. 4.28.

Кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ определяются по формуле (226); при этом $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ вычисляются при значениях ψ_s и ν , отвечающих непродолжительному действию нагрузки, а $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – при ψ_s и ν , отвечающих продолжительному действию нагрузки.

му действию нагрузки. Если при учете кратковременных нагрузок значения $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ оказываются отрицательными, то они принимаются равными нулю.

Если моменты от внешних нагрузок и от усилия P относительно центра тяжести сечения арматуры S имеют одинаковое направление вращения (например, на защемленной опоре неразрезной балки), кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ вводится в формулу (246) со знаком „плюс“.

4.35. Полная величина кривизны $\frac{1}{r}$ для участка с трещинами в растянутой зоне элементов, рассчитываемых на выносливость, при действии многократно повторяющейся нагрузки определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_5 - \left(\frac{1}{r}\right)_6 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (247)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – то же, что и в формуле (246), с учетом многократно повторяющейся нагрузки;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок без учета многократно повторяющейся нагрузки, определяемая согласно пп. 4.30 – 4.33 при коэффициентах ψ_s и ψ_b , равных единице;

$\left(\frac{1}{r}\right)_5$, $\left(\frac{1}{r}\right)_6$ – кривизны от действия постоянных и длительных нагрузок соответственно с учетом и без учета многократно повторяющейся нагрузки, определяемые согласно пп. 4.30 – 4.33 при коэффициентах ψ_s и ψ_b , равных единице, и коэффициенте ν , равном 0,3;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – см. пп. 4.27 и 4.28.

Определение прогибов

4.36(4.31). Прогиб f_m , обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f_m = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx, \quad (248)$$

где \bar{M}_x – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – полная кривизна элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб.

При определении прогиба в середине пролета балочных элементов формула (248) может быть приведена к виду

$$f_m = \frac{l^2}{12n^2} \left\{ \left(\frac{1}{r} \right)_{(l)0} + \left(\frac{1}{r} \right)_{(r)0} + 6 \sum_{i=1}^{n/2-1} i \left[\left(\frac{1}{r} \right)_{(l)i} + \left(\frac{1}{r} \right)_{(r)i} \right] + (3n-2) \left(\frac{1}{r} \right)_m \right\}, \quad (249)$$

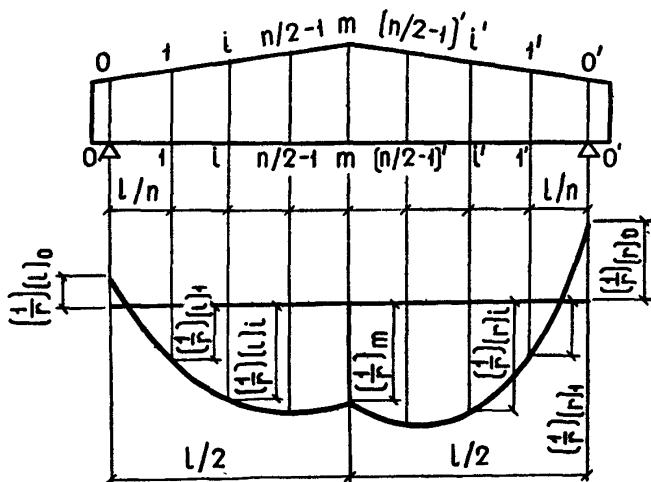
где $\left(\frac{1}{r} \right)_{(l)i}$, $\left(\frac{1}{r} \right)_{(r)i}$ – кривизны элемента в сечении i и в симметричном сечении i' (черт. 51);

$\left(\frac{1}{r} \right)_m$ – кривизна элемента в середине пролета;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{(l)0}$, $\left(\frac{1}{r} \right)_{(r)0}$ – кривизны элемента соответственно на левой и правой опорах;

n – четное число равных участков, на которое разделен пролет элемента; число n рекомендуется принимать не менее 6.

В формулах (248) и (249) значения $\frac{1}{r}$ определяются по формулам (246) либо (247) и (221) соответственно для участков с трещинами и без трещин; знак $\frac{1}{r}$ принимается в соответствии с эпюорой кривизны.



Черт. 51. Эпюра кривизны в железобетонном элементе с переменным по длине сечением

4.37(4.32). Для изгибаемых элементов при $\frac{l}{h} < 10$ необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб f_{tot} равен сумме прогибов, обусловленных соответственно деформацией изгиба f_m и деформацией сдвига f_q .

4.38(4.33). Прогиб f_q , обусловленный деформацией сдвига, определяется по формуле

$$f_q = \int_0^l \bar{Q}_x \gamma_x dx, \quad (250)$$

где \bar{Q}_x – поперечная сила в сечении x от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложенной в сечении, где определяется прогиб;

γ_x – деформация сдвига, определяемая по формуле

$$\gamma_x = \frac{1,5 \bar{Q}_x \varphi_{b2}}{Gbh_0} \varphi_{crc}, \quad (251)$$

здесь \bar{Q}_x – поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки;
 G – модуль сдвига бетона (см. п. 2.12);

φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по табл. 41;

φ_{crc} – коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным: на участках по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, – 1,0; на участках, где имеются только наклонные к продольной оси элемента трещины, – 4,8; на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, – по формуле

$$\varphi_{crc} = \frac{3E_b I_{red}}{M_x} \left(\frac{1}{r} \right)_x, \quad (252)$$

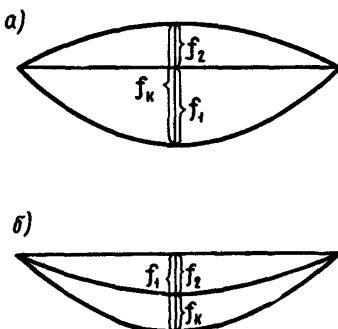
где M_x , $\left(\frac{1}{r} \right)_x$ – соответственно момент и кривизна в сечении от нагрузки, при которой определяется прогиб, при непротяжательном ее действии.

4.39. Контрольный прогиб элемента, используемый при оценке жесткости конструкций согласно ГОСТ 8829–85, определяется по формуле

$$f_K = f_1 \pm f_2, \quad (253)$$

где f_1 – полный прогиб элемента от действия всей внешней нагрузки (контрольной и от собственного веса) и усилия предварительного обжатия, вычисляемый согласно указаниям пп. 4.36–4.38;

f_2 – выгиб (принимается со знаком „плюс”, черт. 52, а) или прогиб (принимается со знаком „минус”, черт. 52, б) от собственного веса и усилия предварительного обжатия; при этом, если в верхней зоне элемента образуются начальные трещины, значение f_2 определяется как для элемента с трещинами в верхней зоне (т. е. элемент рассматривается в перевернутом положении).



Черт. 52. Определение контрольного прогиба f_k , замеряемого при испытании

а – при наличии перед началом испытания выгиба f_2 ; б – при наличии перед началом испытания прогиба f_1 .

Значения f_1 и f_2 определяются согласно указаниям пп. 4.36–4.38, 4.43, 4.44, принимая непродолжительное действие нагрузок, при этом кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ не учитывается.

Если при действии всей внешней нагрузки трещины в растянутой зоне не образуются и, кроме того, отсутствуют начальные трещины в сжатой зоне, контрольный прогиб f_k можно определить по формуле

$$f_k = \frac{M_{con}}{\varphi_{b_1} E_b I_{red}} \rho_m l^2, \quad (254)$$

где M_{con} – момент от контрольной нагрузки (внешней нагрузки без учета собственного веса);

ρ_m – см. табл. 46.

Определение продольных деформаций

4.40. Относительные деформации ϵ_0 (удлинения или укорочения) в направлении продольной оси элементов определяются следующим образом:

1. Относительные деформации внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с однозначной эпюрой напряжений определяют:

а) для внецентренно сжатых элементов или их отдельных участков, не имеющих трещин в растянутой зоне, – по формуле

$$\epsilon_0 = \frac{P + N}{2\nu E_b A_{red}} \pm \frac{N e_0 - P e_0 p}{2\nu E_b I_{red}} y, \quad (255)$$

где ν — см. п. 4.30;

б) для участков внецентренно сжатых элементов, в которых от действия полной нагрузки образуются трещины в растянутой зоне, — по формуле (255) с последующим увеличением на 20 %;

в) для внецентренно растянутых элементов или их участков при отсутствии трещин — по формуле

$$\epsilon_0 = -\frac{N - P}{\varphi_{b1} E_b A_{red}} \varphi_{b2} \pm \frac{N e_0 - P e_0 p}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \varphi_{b2} y, \quad (256)$$

где φ_{b1} , φ_{b2} — см. п. 4.27;

в формулах (255) и (256) знак „плюс“ соответствует деформациям укорочения, знак „минус“ — деформациям удлинения;

г) то же, при наличии трещин (т. е. для элементов, указанных в п. 4.33а) — по формуле

$$\epsilon_0 = -\frac{\epsilon'_{sm} y_s + \epsilon_{sm} (z_s - y_s)}{z_s}, \quad (257)$$

где ϵ_{sm} , ϵ'_{sm} — соответственно средние величины удлинения арматуры S и S' , определяемые по формулам:

$$\epsilon_{sm} = \frac{N_{tot} (z_s - e_{s,tot})}{(E_s A_{sp} + E_s A_s) z_s} \psi_s; \quad \epsilon'_{sm} = \frac{N_{tot} e_{s,tot}}{(E_s A'_{sp} + E_s A'_s) z_s} \psi'_s, \quad (258)$$

здесь N_{tot} , $e_{s,tot}$, ψ_s , ψ'_s , z_s — см. п. 4.33а.

2. Относительные деформации изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов с двухзначной эпюрой напряжений в сечении определяют:

а) для элементов или их отдельных участков, не имеющих трещин в растянутой зоне, — по формуле

$$\epsilon_0 = \frac{P \pm N}{2\nu E_b A_{red}} \pm \frac{M \pm P e_0 p}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \varphi_{b2} y, \quad (259)$$

где φ_{b1} , φ_{b2} — см. п. 4.27;

ν — см. п. 4.30;

правило знаков то же, что и для формул (255) и (256);

б) для участков элементов, указанных в п. 4.30, имеющих трещины в растянутой зоне, — по формуле

$$\epsilon_0 = \frac{\epsilon_{sm} (h_0 - y_s) - \epsilon_{bm} y_s}{h_0}, \quad (260)$$

где ϵ_{sm} , ϵ_{bm} – соответственно средние величины относительного удлинения арматуры и относительного укорочения крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами, определяемые по формулам:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s} \left(\frac{M_s}{z} - N_{tot} \right); \quad (261)$$

$$\epsilon_{bm} = \frac{\psi_b M_s}{z (\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v}, \quad (262)$$

здесь M_s , ψ_s , ψ_b , z , φ_f , ξ , N_{tot} – см. пп. 4.30–4.32;

в) для участков внецентренно растянутых элементов, указанных в п. 4.33б, значение ϵ_0 определяется по линейной интерполяции между значением ϵ_0 , определенным по формуле (257) при $\epsilon_{s,tot} = 0$ (т. е. при $\epsilon_{0,tot} = y_{s0}$), и значением ϵ_0 , определенным по формуле (260) при $M_s = N_{tot}(0,8h_0 - y_{s0})$, (т. е. при $\epsilon_{0,tot} = 0,8h_0$), где y_{s0} – см. п. 4.33.

В формулах (255)–(260):

y_s – расстояние от рассматриваемого волокна до центра тяжести арматуры S ;

y – то же, до центра тяжести приведенного сечения.

Деформации ϵ_0 , найденные по формулам настоящего пункта, со знаком „плюс“ отвечают укорочению, а со знаком „минус“ – удлинению.

При одновременном действии кратковременной и длительной нагрузок порядок вычисления ϵ_0 аналогичен определению полной кривизны согласно п. 4.34.

4.41. Укорочение (удлинение) элементов на уровне рассматриваемого волокна определяется по формуле

$$\Delta l = \sum_{i=1}^n \epsilon_{0,i} l_i, \quad (263)$$

где $\epsilon_{0,i}$ – относительные продольные деформации в сечении, расположенным посередине участка длиной l_i ;

n – число участков, на которые разбивается длина элемента.

Прогибы ферм определяются по формуле

$$f = \Sigma \bar{N}_i \Delta l_i, \quad (264)$$

где \bar{N}_i – продольная сила в i -м стержне фермы от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения фермы в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб;

Δl_i – укорочение (удлинение) i -го стержня фермы, определяемое по формуле (263) на уровне центра тяжести сечения.

Приближенные методы расчета по деформациям

4.42. Прогибы железобетонных изгибающихся элементов постоянного сечения, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды выше 40 %, заведомо меньше предельно допустимых, если выполняется условие

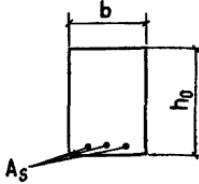
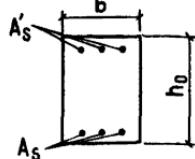
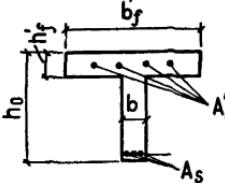
$$l/h_0 \leq \lambda_{lim}, \quad (265)$$

где λ_{lim} – граничное отношение пролета элемента к рабочей высоте сечения, определяемое по табл. 43.

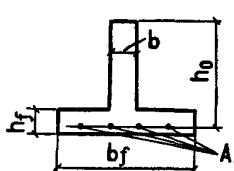
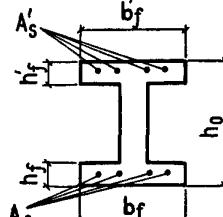
При $l_0/h < 10$ прогибы заведомо меньше предельно допустимых, если выполняется условие (266), учитывающее влияние поперечных сил на деформации элемента,

$$\frac{l}{h_0} + \frac{18}{l/h_0} \leq \lambda_{lim}. \quad (266)$$

Т а б л и ц а 43

Форма сечения	φ_f	φ_{ft}	Значения λ_{lim} при значениях μ_a , равных					
			0,02	0,04	0,07	0,10	0,15	0,20
	0,0	0,0	$\frac{38}{20}$	$\frac{14}{16}$	$\frac{11}{13}$	$\frac{12}{15}$	$\frac{15}{18}$	$\frac{18}{20}$
	0,2	0,0	$\frac{50}{28}$	$\frac{17}{12}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{13}{13}$	$\frac{17}{15}$
	0,4	0,0	$\frac{50}{50}$	$\frac{21}{12}$	$\frac{14}{8}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{13}{11}$	$\frac{16}{13}$
	0,6	0,0	$\frac{50}{50}$	$\frac{27}{11}$	$\frac{16}{8}$	$\frac{13}{8}$	$\frac{12}{10}$	$\frac{15}{12}$
	0,8	0,0	$\frac{50}{50}$	$\frac{38}{13}$	$\frac{18}{9}$	$\frac{15}{8}$	$\frac{13}{19}$	$\frac{14}{11}$
	1,0	0,0	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{14}$	$\frac{21}{9}$	$\frac{16}{8}$	$\frac{14}{9}$	$\frac{13}{10}$

Продолжение табл. 43

Форма сечения	φ_f	φ_{ft}	Значения λ_{lim} при значениях $\mu\alpha$, равных					
			0,02	0,04	0,07	0,10	0,15	0,20
	0,0	0,2	$\frac{39}{48}$	$\frac{24}{46}$	$\frac{17}{50}$	$\frac{22}{50}$	$\frac{25}{50}$	$\frac{30}{50}$
	0,0	0,4	$\frac{50}{50}$	$\frac{26}{50}$	$\frac{24}{50}$	$\frac{36}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$
	0,0	0,6	$\frac{50}{50}$	$\frac{27}{50}$	$\frac{30}{50}$	$\frac{47}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$
	0,0	0,8	$\frac{50}{50}$	$\frac{27}{50}$	$\frac{28}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$
	0,0	1,0	$\frac{50}{50}$	$\frac{27}{50}$	$\frac{23}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$
	0,2	0,2	$\frac{50}{50}$	$\frac{38}{17}$	$\frac{15}{19}$	$\frac{15}{18}$	$\frac{17}{20}$	$\frac{18}{23}$
	0,4	0,4	$\frac{50}{50}$	$\frac{45}{42}$	$\frac{23}{19}$	$\frac{16}{18}$	$\frac{16}{21}$	$\frac{18}{23}$
	0,6	0,6	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{35}{20}$	$\frac{18}{28}$	$\frac{15}{21}$	$\frac{18}{23}$
	0,8	0,8	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{42}{32}$	$\frac{30}{19}$	$\frac{17}{21}$	$\frac{18}{23}$
	1,0	1,0	$\frac{50}{50}$	$\frac{50}{50}$	$\frac{47}{50}$	$\frac{33}{20}$	$\frac{18}{22}$	$\frac{17}{24}$

П р и м е ч а н и е . Значения λ_{lim} , приведенные над чертой, применяются при армировании стержневой арматурой классов А-IIIв, А-IV и А-V; под чертой – арматурой класса А-VI и проволочкой.

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha A'_{sp} + \alpha A'_s}{2\nu}}{b h_0};$$

$$\varphi_{ft} = \frac{(b_f - b) h_f}{b h_0};$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{sp} + A_s}{b h_0} \cdot \frac{E_s}{E_b}.$$

Табличные значения λ_{lim} отвечают продолжительному действию равномерно распределенной нагрузки на свободно опертую балку при предельно допустимом прогибе, равном $l/200$. Причем напрягаемая арматура принята с максимально допустимыми значениями σ_{sp} , соответствующими указаниям пп. 1.15 и 1.22, при максимально возможных потерях напряжений.

Если предельно допустимые прогибы f (см. п. 1.14) меньше $l/200$, табличные значения λ_{lim} должны быть уменьшены в $(l/200 : f/l)$ раз (например, при $f/l = 1/300$ – в 1,5 раза).

П р и м е ч а н и е . Если нагрузка отличается от равномерно распределенной, значения коэффициента λ_{lim} могут быть увеличены путем умножения его табличных значений на отношение $\left(\frac{5}{48} : \rho_m\right)$, где ρ_m – коэффициент, принимаемый по табл. 46 в зависимости от схемы загружения.

Определение кривизны

4.43. Для изгибаемых и внерадиально сжатых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды выше 40 %, кривизну на участках с трещинами ($M_r > M_{crc}$) в растянутой зоне допускается определять по формуле¹

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s - \varphi_2 b h^2 R_{bt, ser} - \varphi_3 N_{tot} (y_{s0} + r)}{\varphi_1 (E_s A_{sp} + E_s A_s) h_0^2}, \quad (267)$$

где M_s , N_{tot} – см. п. 4.30;

r – см. п. 4.2;

y_{s0} – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести сечения арматуры S ;

$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ – коэффициенты, определяемые по табл. 44 и 45.

¹ Определение кривизны по формуле (267) для указанных элементов соответствует расчету по формулам (226) – (240).

Таблица 44

φ_f	φ_f	Коэффициент φ_1 при значениях $\mu\alpha$, равных											
		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,13	0,15	0,17	0,20
Продолжительное действие нагрузки													
0,0	0,0	0,43	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,23	0,22	0,21	0,19
0,0	0,2	0,49	0,46	0,44	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,31	0,29	0,27	0,25
0,0	0,4	0,52	0,49	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,40	0,38	0,35	0,33	0,31
0,0	0,6	0,54	0,51	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44	0,43	0,42	0,39	0,37	0,35
0,0	0,8	0,56	0,53	0,51	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,40	0,38
0,0	1,0	0,57	0,54	0,52	0,51	0,50	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44	0,42	0,41
0,2	0,0	0,47	0,40	0,36	0,33	0,31	0,30	0,28	0,26	0,23	0,22	0,21	0,19
0,4	0,0	—	0,42	0,36	0,33	0,31	0,30	0,28	0,26	0,22	0,21	0,20	0,19
0,6	0,0	—	0,43	0,37	0,33	0,31	0,30	0,27	0,25	0,22	0,21	0,20	0,18
0,8	0,0	—	—	0,38	0,33	0,30	0,29	0,27	0,24	0,22	0,21	0,20	0,17
1,0	0,0	—	—	0,40	0,33	0,30	0,29	0,27	0,24	0,22	0,20	0,19	0,17
0,2	0,2	0,51	0,45	0,43	0,40	0,38	0,37	0,36	0,34	0,30	0,28	0,26	0,24
0,4	0,4	—	0,53	0,49	0,47	0,45	0,43	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,30
0,6	0,6	—	—	0,53	0,50	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,38	0,36	0,34
0,8	0,8	—	—	—	0,53	0,50	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,38	0,37
1,0	1,0	—	—	—	0,61	0,53	0,50	0,48	0,45	0,43	0,40	0,39	0,38
Непродолжительное действие нагрузки													
0,0	0,0	0,64	0,59	0,56	0,53	0,51	0,50	0,49	0,46	0,43	0,41	0,40	0,37
0,0	0,2	0,72	0,66	0,63	0,61	0,59	0,58	0,57	0,56	0,53	0,51	0,49	0,46
0,0	0,4	0,76	0,69	0,66	0,65	0,63	0,62	0,61	0,60	0,59	0,57	0,56	0,53
0,0	0,6	0,79	0,71	0,69	0,67	0,65	0,64	0,63	0,63	0,62	0,61	0,60	0,58
0,0	0,8	0,82	0,73	0,70	0,68	0,67	0,66	0,65	0,65	0,64	0,63	0,63	0,61
0,0	1,0	0,84	0,74	0,71	0,69	0,68	0,67	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,63
0,2	0,0	0,74	0,60	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,37
0,4	0,0	—	0,63	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,37
0,6	0,0	—	0,81	0,59	0,54	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,37
0,8	0,0	—	—	0,63	0,55	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,37
1,0	0,0	—	—	0,84	0,57	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,40	0,39	0,37
0,2	0,2	0,79	0,67	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,55	0,52	0,50	0,48	0,46
0,4	0,4	—	0,77	0,69	0,66	0,64	0,62	0,61	0,58	0,56	0,55	0,54	0,52
0,6	0,6	—	—	0,76	0,70	0,67	0,65	0,64	0,61	0,58	0,57	0,56	0,55
0,8	0,8	—	—	—	0,76	0,71	0,68	0,66	0,64	0,61	0,59	0,58	0,57
1,0	1,0	—	—	—	0,92	0,76	0,71	0,69	0,66	0,63	0,61	0,60	0,58

Продолжение табл. 44

φ_{ft}	φ_f	Коэффициент φ_1 при значениях $\mu\alpha$, равных						Коэффициент φ_2 при значениях $\mu\alpha$, равных					
		0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,04	0,04— 0,08	0,08— 0,15	0,15— 0,30	0,30— 0,50	
Продолжительное действие нагрузки													
0,0	0,0	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,07	0,04	0,00	0,00	
0,0	0,2	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12	0,09	0,05	0,00	0,00	
0,0	0,4	0,26	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,13	0,10	0,06	0,02	0,00	
0,0	0,6	0,31	0,28	0,25	0,23	0,22	0,20	0,13	0,11	0,08	0,02	0,00	
0,0	0,8	0,35	0,32	0,29	0,27	0,25	0,23	0,14	0,12	0,09	0,04	0,00	
0,0	1,0	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,15	0,13	0,10	0,06	0,00	
0,2	0,0	0,16	0,14	0,13	0,11	0,11	0,10	0,15	0,12	0,08	0,03	0,00	
0,4	0,0	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,10	0,18	0,16	0,13	0,06	0,02	
0,6	0,0	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,20	0,19	0,17	0,09	0,03	
0,8	0,0	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,23	0,22	0,20	0,12	0,05	
1,0	0,0	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,25	0,24	0,23	0,14	0,06	
0,2	0,2	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,16	0,13	0,08	0,04	0,00	
0,4	0,4	0,26	0,23	0,21	0,20	0,18	0,17	0,20	0,19	0,14	0,07	0,03	
0,6	0,6	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,20	0,24	0,22	0,20	0,12	0,04	
0,8	0,8	0,34	0,31	0,29	0,26	0,25	0,23	—	0,25	0,24	0,19	0,08	
1,0	1,0	0,36	0,34	0,32	0,29	0,27	0,26	—	0,26	0,25	0,20	0,12	
Непрерывное действие нагрузки													
0,0	0,0	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,17	0,14	0,09	0,02	0,00	
0,0	0,2	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,21	0,18	0,11	0,03	0,00	
0,0	0,4	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,23	0,20	0,14	0,04	0,00	
0,0	0,6	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42	0,25	0,21	0,16	0,05	0,00	
0,0	0,8	0,58	0,56	0,53	0,50	0,48	0,46	0,26	0,23	0,17	0,06	0,00	
0,0	1,0	0,61	0,59	0,56	0,54	0,52	0,50	0,27	0,24	0,18	0,07	0,00	
0,2	0,0	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,27	0,23	0,16	0,07	0,00	
0,4	0,0	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,35	0,31	0,25	0,14	0,03	
0,6	0,0	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,36	0,39	0,32	0,20	0,08	
0,8	0,0	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,45	0,40	0,38	0,25	0,12	
1,0	0,0	0,34	0,32	0,30	0,28	0,27	0,25	0,50	0,46	0,44	0,29	0,15	
0,2	0,2	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31	0,27	0,24	0,17	0,08	0,00	
0,4	0,4	0,48	0,45	0,43	0,40	0,38	0,37	0,39	0,37	0,30	0,16	0,04	
0,6	0,6	0,53	0,50	0,47	0,45	0,43	0,41	0,50	0,46	0,44	0,28	0,11	
0,8	0,8	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	—	0,60	0,57	0,41	0,21	
1,0	1,0	0,57	0,56	0,54	0,52	0,50	0,48	—	0,72	0,70	0,55	0,31	
$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f' + \frac{\alpha A_s' p + \alpha' A_s'}{2\nu}}{bh_0}; \quad \varphi_{ft} = \frac{(b_f - b) h_f}{bh_0}; \quad \mu\alpha = \frac{E_s A_{sp} + E_s A_s}{bh_0 E_b}.$													

Таблица 45

φ_{ft}	φ_f	Коэффициент φ_3 при значениях $\mu\alpha$, равных																	
		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,13	0,15	0,17	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Продолжительное действие нагрузки																			
0,0	0,0	1,12	1,08	0,99	0,91	0,87	0,83	0,79	0,75	0,70	0,66	0,63	0,59	0,54	0,50	0,47	0,45	0,42	0,41
0,0	0,2	1,19	1,14	1,07	0,99	0,95	0,88	0,84	0,79	0,74	0,69	0,66	0,62	0,57	0,53	0,50	0,47	0,44	0,42
0,0	0,4	1,25	1,19	1,15	1,07	0,99	0,93	0,89	0,84	0,79	0,73	0,69	0,65	0,61	0,57	0,54	0,49	0,46	0,43
0,0	0,6	1,29	1,24	1,20	1,12	1,05	0,97	0,93	0,89	0,83	0,77	0,73	0,69	0,65	0,60	0,57	0,52	0,47	0,44
0,0	0,8	1,32	1,27	1,23	1,15	1,09	1,02	0,97	0,92	0,87	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63	0,59	0,54	0,49	0,45
0,0	1,0	1,34	1,30	1,25	1,19	1,13	1,06	1,00	0,95	0,90	0,86	0,80	0,74	0,70	0,65	0,61	0,56	0,51	0,46
0,2	0,0	1,20	1,10	1,00	0,92	0,88	0,84	0,80	0,77	0,73	0,70	0,66	0,62	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42
0,4	0,0	—	1,14	1,02	0,95	0,91	0,87	0,83	0,80	0,76	0,72	0,69	0,64	0,58	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43
0,6	0,0	—	1,18	1,06	0,98	0,94	0,90	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,66	0,59	0,55	0,51	0,48	0,46	0,44
0,8	0,0	—	—	1,08	1,02	0,97	0,93	0,90	0,86	0,82	0,77	0,73	0,68	0,61	0,56	0,52	0,49	0,47	0,45
1,0	0,0	—	—	1,13	1,05	0,99	0,95	0,92	0,88	0,84	0,79	0,75	0,70	0,63	0,58	0,54	0,50	0,48	0,46
0,2	0,2	1,38	1,21	1,08	0,97	0,92	0,88	0,84	0,80	0,75	0,71	0,66	0,62	0,57	0,52	0,49	0,46	0,43	0,41
0,4	0,4	—	1,40	1,26	1,17	1,08	0,99	0,90	0,84	0,78	0,73	0,68	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,43
0,6	0,6	—	—	1,39	1,28	1,19	1,10	0,99	0,91	0,82	0,76	0,71	0,67	0,61	0,57	0,53	0,50	0,48	0,45
0,8	0,8	—	—	—	1,39	1,29	1,19	1,08	0,98	0,87	0,81	0,76	0,71	0,65	0,59	0,55	0,52	0,50	0,47
1,0	1,0	—	—	—	1,51	1,41	1,30	1,19	1,06	0,94	0,87	0,82	0,76	0,68	0,63	0,58	0,55	0,52	0,49

φ_{ft}	φ_f	Коэффициент φ_3 при значениях $\mu\alpha$, равных																	
		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,13	0,15	0,17	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Непродолжительное действие нагрузки																			
0,0	0,0	1,15	1,11	1,07	1,04	1,01	0,99	0,97	0,94	0,90	0,88	0,86	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68
0,0	0,2	1,17	1,14	1,09	1,06	1,03	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,89	0,87	0,84	0,82	0,79	0,77	0,74	0,72
0,0	0,4	1,19	1,16	1,11	1,08	1,05	1,03	1,02	0,98	0,95	0,94	0,92	0,90	0,87	0,85	0,83	0,80	0,78	0,76
0,0	0,6	1,20	1,17	1,12	1,09	1,07	1,05	1,03	1,00	0,97	0,96	0,94	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79
0,0	0,8	1,21	1,18	1,13	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,97	0,96	0,94	0,91	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81
0,0	1,0	1,23	1,19	1,14	1,11	1,09	1,07	1,05	1,03	1,00	0,98	0,97	0,95	0,92	0,90	0,88	0,86	0,84	0,83
0,2	0,0	1,19	1,16	1,12	1,09	1,06	1,03	1,01	0,97	0,93	0,91	0,88	0,86	0,82	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68
0,4	0,0	—	1,22	1,19	1,15	1,11	1,07	1,04	0,99	0,95	0,92	0,90	0,87	0,83	0,79	0,76	0,73	0,71	0,69
0,6	0,0	—	1,27	1,24	1,20	1,16	1,12	1,08	1,03	0,98	0,94	0,92	0,88	0,84	0,80	0,77	0,74	0,71	0,69
0,8	0,0	—	—	1,31	1,26	1,22	1,16	1,12	1,06	1,00	0,97	0,94	0,90	0,85	0,81	0,77	0,74	0,72	0,70
1,0	0,0	—	—	1,35	1,31	1,27	1,21	1,17	1,10	1,02	0,99	0,96	0,92	0,86	0,82	0,78	0,75	0,72	0,70
0,2	0,2	1,28	1,21	1,14	1,10	1,07	1,04	1,02	0,99	0,95	0,93	0,92	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,76	0,74
0,4	0,4	—	1,29	1,22	1,16	1,12	1,09	1,07	1,03	0,99	0,97	0,95	0,93	0,90	0,87	0,85	0,82	0,80	0,79
0,6	0,6	—	—	1,30	1,23	1,18	1,14	1,11	1,07	1,03	1,01	0,99	0,96	0,93	0,90	0,88	0,86	0,84	0,82
0,8	0,8	—	—	—	1,28	1,23	1,19	1,15	1,10	1,06	1,03	1,01	0,99	0,95	0,93	0,90	0,88	0,86	0,85
1,0	1,0	—	—	—	1,34	1,29	1,23	1,19	1,14	1,08	1,06	1,04	1,01	0,98	0,95	0,92	0,90	0,88	0,87

Полную кривизну для указанных выше элементов допускается определять по формуле¹

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{(E_s A_{sp} + E_s A_s) h_0^2} \times \times \left[\frac{M_{s,sh} + \frac{M_{s,I} - \varphi_{2I} b h^2 R_{bt,ser} - \varphi_{3I} N_{tot} (y_{s0} + r)}{\varphi_{1I}}}{\varphi_{1,sh}} \right] - \left(\frac{1}{r} \right)_4. \quad (268)$$

Здесь

$M_{s,sh}$, $M_{s,I}$ – моменты M_s (см. п. 4.30) соответственно от кратковременных нагрузок (см. п. 1.8) и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\varphi_{1,sh}$ – коэффициент φ_1 , отвечающий непродолжительному действию нагрузки;

φ_{1I} , φ_{2I} , φ_{3I} – коэффициенты φ_1 , φ_2 и φ_3 , отвечающие продолжительному действию нагрузки;

$\left(\frac{1}{r} \right)_4$ – см. пп. 4.27 и 4.28.

При определении кривизны элемента на участках с начальными трещинами в скатой зоне усилие $N_{tot} = P + N$ определяется с учетом снижения значения P путем умножения на коэффициент θ (см. п. 4.6).

Определение прогибов

4.44. Для изгибаемых элементов при $l/h \geq 10$ прогиб определяется следующим образом:

а) для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять, вычисляя кривизну $\left(\frac{1}{r} \right)_m$ только для сечения с наибольшим изгибающим моментом и принимая кривизны для остальных сечений изменяющимися пропорционально значениям изгибающего момента, т. е. по формуле

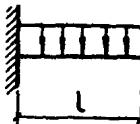
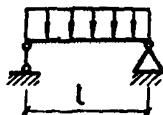
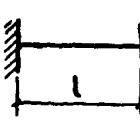
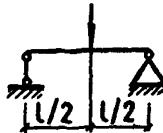
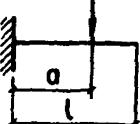
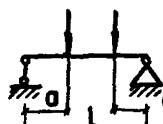
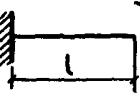
$$f = \left(\frac{1}{r} \right)_m \rho_m l^2, \quad (269)$$

где ρ_m – см. табл. 46;

кривизна $\left(\frac{1}{r} \right)_m$ определяется по формулам (246), (247) или (268) при наличии трещин в растянутой зоне и по формуле (221) – при их отсутствии.

¹ Определение полной кривизны по формуле (268) соответствует расчету по формуле (246).

Таблица 46

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

$$f = \left(\frac{1}{r} \right)_m \rho_m l^2$$

П р и м е ч а н и е . При загружении элемента одновременно по нескольким из представленных в табл. 46 схемам коэффициент ρ_m равен:

$$\rho_m = \frac{\rho_{m1} M_1 + \rho_{m2} M_2 + \dots}{M_1 + M_2 + \dots},$$

где ρ_{m1} и M_1 , ρ_{m2} и M_2 и т. д. – соответственно коэффициент ρ_m и наибольший момент для каждой схемы загружения.

При схемах загружения элемента, не представленных в табл. 46, прогиб определяется по формулам строительной механики при постоянной жесткости, равной отношению $M_{max}/\left(\frac{1}{r}\right)_m$;

б) если прогиб, определенный по подпункту „а”, превышает допустимый, то его значение рекомендуется уточнить за счет учета переменной по длине жесткости; при равномерно распределенной нагрузке (черт. 53) это соответствует формуле

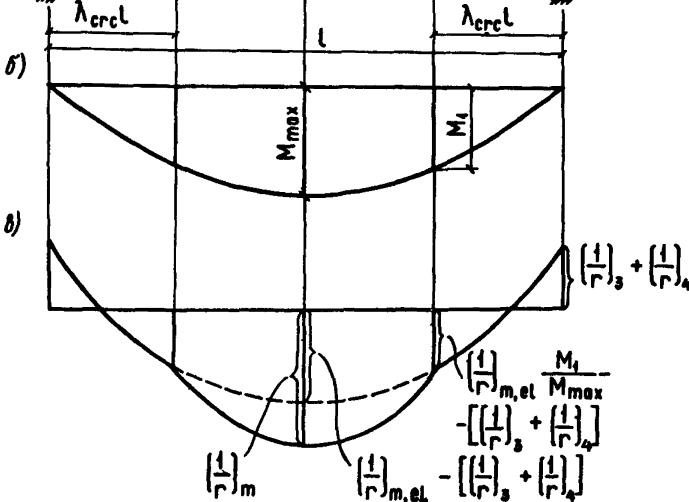
$$f = \left[\left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_m - \left(\frac{1}{r}\right)_{m,el} \right] \rho_1 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] \rho_2 \right] l^2, \quad (270)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{m,el}$ – кривизна в сечении с наибольшим моментом, определенная как для сплошного тела по формуле (222), от нагрузки, при которой определяется прогиб;

а)

б)

в)



Черт. 53. Эпюра изгибающих моментов и соответствующая ей расчетная эпюра кривизн при упрощенном определении прогиба

а – расчетная схема; б – эпюра изгибающих моментов; в – эпюра кривизн; $\lambda_{circ} l$ – длина участка без трещин при действии всех нагрузок; M_1 – момент от рассматриваемой нагрузки на границе участка без трещин

ρ_1 – коэффициент, определяемый:

для свободно опертой балки – по табл. 47 в зависимости от отношения M_{crc}/M_{tot} (M_{tot} – наибольший изгибающий момент от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок);

для консоли – по формуле $\rho_1 = 0,25 M_{crc}/M_{tot}$;

ρ_2 – коэффициент, принимаемый равным: для свободно опертой балки – 1/48; для консоли – 1/4;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3, \left(\frac{1}{r}\right)_4$ – см. пп. 4.27–4.29; при этом эти значения допускается вычислять при значении P , соответствующем сечению с наибольшим изгибающим моментом;

при других схемах загружения прогиб определяется по формуле (272);

Таблица 47

$\frac{M_{crc}}{M_{tot}}$	ρ_1	$\frac{M_{crc}}{M_{tot}}$	ρ_1
1,00	0,104	0,75	0,036
0,99	0,088	0,70	0,032
0,98	0,082	0,60	0,024
0,96	0,073	0,50	0,018
0,94	0,067	0,40	0,013
0,92	0,062	0,30	0,008
0,90	0,058	0,20	0,005
0,85	0,049	0,10	0,002
0,80	0,042	0,00	0,000

$$\rho_1 = \frac{\lambda_{crc} (1 + 3 \lambda_{crc})}{12}, \text{ где } \lambda_{crc} = \frac{1 - \sqrt{1 - M_{crc}/M_{tot}}}{2}.$$

в) для элементов с защемленными опорами прогиб может определяться по формуле

$$f = \left[\left(\frac{1}{r} \right)_m \rho_m - \frac{(1/r)_{0,l} + (1/r)_{0,r}}{2} \left(\frac{1}{8} - \rho_m \right) \right] l^2, \quad (271)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_m$ – кривизна элемента соответственно в середине пролета, на левой и правой опорах;

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{0,l}, \left(\frac{1}{r} \right)_{0,r}$$

ρ_m – коэффициент, определяемый по табл. 46 как для свободно опертой балки;

г) для элементов переменного сечения, а также в тех случаях, когда требуется более точное, чем по формулам (269) и (271), определение проги-

бов, а сами элементы и нагрузка симметричны относительно середины пролета, прогиб определяется по формуле

$$f = \frac{l^2}{216} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_0 + 6 \left(\frac{1}{r} \right)_1 + 12 \left(\frac{1}{r} \right)_2 + 8 \left(\frac{1}{r} \right)_m \right], \quad (272)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_0, \left(\frac{1}{r} \right)_1$ – кривизны соответственно на опоре, на расстоянии $l/6$ от опоры, на расстоянии $l/3$ от опоры и в середине пролета; $\left(\frac{1}{r} \right)_2, \left(\frac{1}{r} \right)_m$ – значения кривизн принимаются со своими знаками согласно эпюре кривизн.

Входящие в формулы (271) и (272) значения кривизны определяются по формулам (246), (247), (268) при наличии трещин в растянутой зоне и по формуле (221) – при их отсутствии.

При несимметричном расположении нагрузки прогиб определяется по формуле (249).

4.45. Для коротких элементов ($l/h < 10$) постоянного сечения, работающих как свободно опертые балки, прогиб вычисляется согласно п. 4.44 и умножается на коэффициент ρ_q , учитывающий влияние деформаций сдвига. Коэффициент ρ_q определяется по формуле

$$\rho_q = \frac{1 + \frac{\varphi_q (h/l)^2}{\rho_m}}{1 + \frac{\varphi_q (h/l)^2}{\rho_m}}, \quad (273)$$

где $\varphi_q = 0,5$ – при отсутствии как нормальных, так и наклонных трещин, т. е. при выполнении условий (163) и (183);

$\varphi_q = 1,5$ – при наличии нормальных или наклонных трещин;

ρ_m – см. табл. 46.

Примеры расчета

Пример 40. Дано: шпита перекрытия – по черт. 44; расчетный пролет плиты $l = 5,7$ м; нагрузка, равномерно распределенная; в середине пролета момент от полной нагрузки $M_{tot} = 66$ кН · м, от постоянной и длительной нагрузок $M_l = 63,8$ кН · м; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и влияния верхних трещин $P_2 = 109$ кН; потери напряжения от усадки и ползучести бетона на уровне предварительно напряженной арматуры (поз. 6, 8, 9 табл. 4) $\sigma_{sb} = 168$ МПа; влажность воздуха в пределах 40–75%; прогиб ограничивается эстетическими требованиями; остальные данные – по примеру 31.

Требуется рассчитать плиту по деформациям.

Расчет. Определяем необходимость вычисления прогиба плиты согласно п. 4.42. Для этого находим величины l/h_0 , φ_f , $\mu\alpha$:

$$\frac{l}{h_0} = \frac{5700}{300} = 19;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0} \alpha = \frac{491 + 79}{95 \cdot 300} 7 = 0,14;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha A'_s}{2\nu}}{bh_0} = \frac{(475 - 95) 50 + \frac{7 \cdot 50,3}{2 \cdot 0,15}}{95 \cdot 300} = 0,71$$

($\nu = 0,15$, так как влажность воздуха в пределах 40–75 % и расчет ведется на продолжительное действие нагрузки).

При $\mu\alpha = 0,14$, $\varphi_f = 0,71$ и $\varphi_{f1} = 0$ из табл. 43 находим $\lambda_{lim} = 12,5 < l/h_0 = 19$, т.е. расчет по деформациям необходим. Кривизну элемента $\frac{1}{r}$ в середине пролета определяем по упрощенной формуле (267), для чего используем уже найденные значения $\mu\alpha$ и φ_f . По данным значениям $\mu\alpha$ и φ_f из табл. 44 и 45 находим значения коэффициентов: $\varphi_1 = 0,42$; $\varphi_2 = 0,085$; $\varphi_3 = 0,82$;

$$M_s = M + P_2 e_{sp} = 63,8 \cdot 10^6 + 109 \cdot 10^3 \cdot 5 = 64,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$(e_{sp} = y_0 - e_{op} - a = 220 - 165 - 50 = 5 \text{ мм});$$

$$y_s = y_0 - a = 220 - 50 = 170 \text{ мм};$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s - \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser} - \varphi_3 P_2 (y_s + r)}{\varphi_1 E_s (A_{sp} + A_s) h_0^2} =$$

$$= \frac{64,3 \cdot 10^6 - 0,085 \cdot 95 \cdot 350^2 \cdot 1,6 - 0,82 \cdot 109 \cdot 10^3 (170 + 58,7)}{0,42 \cdot 1,9 \cdot 10^5 (491 + 79) 300^2} =$$

$$= 1,03 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Определяем по формуле (224) кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_{sb}}{2 \cdot 10^5} = \frac{168}{2 \cdot 10^5} = 84 \cdot 10^{-5}.$$

$\epsilon'_b = 0$, так как в верхней зоне элемента имеются трещины обжатия.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\epsilon_b}{h_0} \cdot 1,25 = \frac{84 \cdot 10^{-5}}{300} \cdot 1,25 = 0,35 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм}$$

[коэффициент 1,25 учитывает увеличение $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ в связи с наличием верхних трещин].

Полная кривизна в середине пролета равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \left(\frac{1}{r}\right) - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (1,03 - 0,35) \cdot 10^{-5} = 0,68 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб плиты определяем по формуле (269):

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_m p_m l^2 = 0,68 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5700^2 = 23 \text{ мм} < [f] = 25 \text{ мм}$$

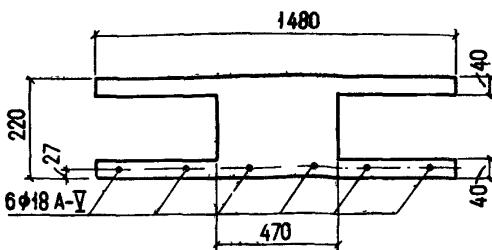
($[f] = 25$ мм принят согласно табл. 3), т. е. прогиб плиты меньше предельно допустимого.

Пример 41. Дано: многопустотная плита перекрытия с эквивалентным сечением – по черт. 54 (определение эквивалентного сечения см. пример 30); расчетный пролет $l = 8,86$ м; бетон тяжелый класса В30 ($E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, $R_{b,ser} = 22$ МПа); нагрузки: постоянная и длительная – $q_1 = 12,74$ кН/м, полная – $q = 14,37$ кН/м; момент инерции приведенного сечения $I_{red} = 1147,2 \cdot 10^6$ мм⁴; момент сопротивления относительно нижней грани $W_{pl} = 1690 \cdot 10^4$ мм³; потери предварительных напряжений от усадки и ползучести на уровне напрягаемой арматуры $\sigma_{sb} = 80,1$ МПа, то же, на уровне верхней грани – $\sigma_{sb} = 43,5$ МПа; усилие обжатия с учетом всех потерь $P = 807$ кН; его эксцентриситет относительно центра тяжести сечения $e_{op} = 78$ мм; момент обжатия $M_{rp} = 108$ кН · м; момент образования трещин $M_{crc} = 138,4$ кН · м; прогиб ограничивается эстетическими требованиями.

Требуется рассчитать плиту по деформациям.

Расчет. Поскольку прогиб ограничивается эстетическими требованиями, определим прогиб на действие постоянных и длительных нагрузок: Момент в середине пролета от этих нагрузок равен:

$$M_I = \frac{q l^2}{8} = \frac{12,74 \cdot 8,86^2}{8} = 125 \text{ кН · м.}$$



Черт. 54. К примеру расчета 41

Момент от всех нагрузок равен:

$$M_{tot} = \frac{ql^2}{8} = \frac{14,37 \cdot 8,86^2}{8} = 141 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поскольку $M_{tot} = 141 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{crc} = 138,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$, кривизну плиты в середине пролета определяем с учетом трещин по формулам пп. 4.30–4.32 при $M = M_l = 125 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$h_0 = h - a = 220 - 27 = 193 \text{ мм (см. черт. 54).}$$

Так как M_{tot} незначительно превышает M_{crc} , кривизну $\frac{1}{r}$ можно определять по формуле (230), учитывающей работу растянутого бетона над трещиной.

Определим значение M_0 по формуле (201). Для этого вычислим $\bar{\mu}$, принимая из черт. 54 $A_{sp} = 1608 \text{ мм}^2$ ($6 \text{ Ø} 18 \text{ A-V}$), $b_f = 1480 \text{ мм}$, $b = 470 \text{ мм}$, $h_f = h'_f = 40 \text{ мм} > a = 27 \text{ мм}$;

$$\bar{\mu} = \frac{A_{sp}}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \frac{1608}{470 \cdot 193 + (1480 - 470)(40 - 27)} = 0,0155;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} = 6,55; \quad \eta = 1,0; \quad \psi = \frac{15\bar{\mu}\alpha}{\eta} = 15 \cdot 0,0155 \cdot 6,55 = \\ = 1,523 > 0,6.$$

Принимаем $\psi = 0,6$. Поскольку действие нагрузок продолжительное, уменьшаем ψ вдвое, т. е. $\psi = 0,3$.

Тогда $M_0 = M_{crc} + \psi b h^2 R_{bt,ser} = 138,4 \cdot 10^6 + 0,3 \cdot 470 \cdot 220^2 \cdot 1,8 = = 150,7 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$. Определяем кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{crc}$ по формуле (231), принимая $\varphi_{b1} = 0,85$ и $\varphi_{b2} = 2$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{crc} = \frac{M_{crc} \varphi_{b2} - P e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \\ = \frac{138,4 \cdot 10^6 \cdot 2 - 807 \cdot 10^3 \cdot 78}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 1147,2 \cdot 10^6} = 0,756 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Определяем кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_0$ согласно пп. 4.30–4.32, принимая $M_s = M_0 = 150,7 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$:

$$N_{tot} = P = 807 \text{ кН};$$

значения ξ и z определим согласно п. 4.31:

$$\delta = \frac{M_s}{b h_0^2 R_{b,ser}} = \frac{150,7 \cdot 10^6}{470 \cdot 193^2 \cdot 22} = 0,39;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = \frac{(1480 - 470) 40}{470 \cdot 193} = 0,445;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,445 \left(1 - \frac{40}{2 \cdot 193} \right) = 0,4;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{sp}}{b h_0} \alpha = \frac{1608}{470 \cdot 193} \cdot 6,55 = 0,116;$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{M_s}{N_{tot} h_0} = \frac{150,7 \cdot 10^6}{807 \cdot 10^3 \cdot 193} = 0,968;$$

$$\beta = 1,8;$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10 \mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,39+0,4)}{10 \cdot 0,116}} + \frac{1,5 + 0,445}{11,5 \cdot 0,968 - 5} = 0,482 < 1;$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 193 \left[1 - \frac{\frac{40}{193} 0,445 + 0,482^2}{2(0,445 + 0,482)} \right] = 146 \text{ мм.}$$

Определим значение ψ_s согласно п. 4.32. Для этого по формуле (240) вычисляем коэффициент φ_m , принимая $M_r = M_0 = 150,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 1690 \cdot 10^4}{150,7 \cdot 10^6 - 108 \cdot 10^6} = 0,71 < 1,0; \quad \varphi_{ls} = 0,8.$$

Поскольку $e_{s,tot}/h_0 = 0,968 < 1,2/ \varphi_{ls} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5$, принимаем $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 1,5$.

$$\varphi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot}/h_0} =$$

$$= 1,25 - 0,8 \cdot 0,71 - \frac{1 - 0,71^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,71) 1,5} = 0,53 < 1,0.$$

Принимаем $\nu = 0,15$ и $\psi_b = 0,9$. Тогда

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_0 &= \frac{M_s}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} = \\ &= \frac{150,7 \cdot 10^6}{193 \cdot 162} \left[\frac{0,53}{1,9 \cdot 10^5 \cdot 1608} + \frac{0,9}{(0,445 + 0,482) 470 \cdot 193 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 0,15} \right] - \\ &\quad - \frac{807 \cdot 10^3 \cdot 0,53}{193 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1608} = 1,28 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.} \end{aligned}$$

Приняв $M_r = M_{tot} = 141 \text{ кН} \cdot \text{м}$, определяем кривизну в середине пролета по формуле (230) :

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \left\{ \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} + \left[\left(\frac{1}{r} \right)_0 - \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} \right] \frac{M_r - M_{crc}}{M_0 - M_{crc}} \right\} \frac{M - P e_{op}}{M_{tot} - P e_{op}} = \\ &= \left[0,756 + (1,28 - 0,756) \frac{141 - 138,4}{150,7 - 138,4} \right] 10^{-5} - \frac{125 - 807 \cdot 0,078}{141 - 807 \cdot 0,078} = \\ &= 0,69 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.} \end{aligned}$$

Определяем кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ согласно п. 4.27:

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_{sb}}{2 \cdot 10^5} = \frac{80,1}{2 \cdot 10^5} = 40,05 \cdot 10^{-5};$$

$$\epsilon'_b = \frac{\sigma'_{sb}}{2 \cdot 10^5} = \frac{43,5}{2 \cdot 10^5} = 21,75 \cdot 10^{-5};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\epsilon_b - \epsilon'_b}{h_0} = \frac{40,05 - 21,78}{193} = 0,0948 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Полная кривизна в середине пролета равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \frac{1}{r} - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,69 \cdot 10^{-5} - 0,095 \cdot 10^{-5} = 0,595 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Прогиб определим по формуле (269), принимая из табл. 46 $\rho_m = \frac{5}{48}$:

$$\begin{aligned} f &= \left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m l^2 = 0,595 \cdot 10^{-5} \frac{5}{48} 8860^2 = 48,6 \text{ мм} > [f] = \\ &= \frac{l}{250} = \frac{8860}{250} = 35,4 \text{ мм} \quad ([f] = \frac{l}{250} - \text{см. табл. 3}). \end{aligned}$$

Поскольку вычисленный прогиб больше предельно допустимого, определяем его более точно по формуле (270). Для этого находим кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{m,el}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ согласно п. 4.27:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{807 \cdot 10^3 \cdot 78}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 1147,2 \cdot 10^6} = 0,223 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Поскольку

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0,223 + 0,0948) 10^{-5} = 0,318 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм} < \left(\frac{1}{r}\right)_3 \varphi_{b2} = 0,223 \cdot 10^{-5} \cdot 2 = 0,446 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм,}$$

$$\text{принимаем } \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] = 0,446 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

$$\text{Тогда } \left(\frac{1}{r}\right)_{m,el} = \frac{M_l \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] = \frac{125 \cdot 10^6 \cdot 2}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 1147,2 \cdot 10^6} - 0,446 \cdot 10^{-5} = 0,438 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Из табл. 47 при $\frac{M_{crc}}{M_{tot}} = \frac{138,4}{141} = 0,982$ находим $\rho_1 = 0,083$.

Тогда

$$f = \left\{ \left[\left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_m - \left(\frac{1}{r}\right)_{m,el}\right] \rho_1 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] \rho_2 \right\} l^2 = \left[0,595 \frac{5}{48} - (0,595 - 0,438) 0,083 - 0,446 \frac{1}{48}\right] 10^{-5} \cdot 8860^2 = 31,4 \text{ мм} < [f] = 35,4 \text{ мм,}$$

т. е. прогиб плиты меньше допустимого.

Пример 42. Дано: элемент нижнего пояса фермы с размерами поперечного сечения: $h = 280 \text{ мм}$, $b = 250 \text{ мм}$, $a = a' = 40 \text{ мм}$; продольная растягивающая сила от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 820 \text{ кН}$; момент от этих нагрузок $M_l = 30 \text{ кН} \cdot \text{м}$; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $P_2 = 650 \text{ кН}$; остальные данные – по примеру 29.

Требуется определить кривизну элемента и продольную осевую относительную деформацию.

Расчет. $h_0 = 280 - 40 = 240 \text{ мм}$. Поскольку $N_l > P_2$, определим эксцентрикитет равнодействующей усилий $N_{tot} = N_l - P_2 = 820 - 650 = 170 \text{ кН}$ по формуле (205), принимая $e_{op} = 0$ и $N_l e_0 = 30 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$e_{0,tot} = \frac{N_l e_0}{N_l - P_2} = \frac{30}{170} = 0,176 \text{ м} = 176 \text{ мм} < 0,8 h_0 = 0,8 \cdot 240 = 192 \text{ мм.}$$

Кроме того, $y_{s0} = \frac{h}{2} - a = \frac{280}{2} - 40 = 100 \text{ мм} < e_{0,tot} = 176 \text{ мм}$, т. е. растягивающая продольная сила N_{tot} приложена вне расстояния между центрами тяжести площадей арматуры S и S' . Следовательно, кривизну определяем, согласно п. 4.33б, по линейной интерполяции. Кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_I$ определяем по формуле (241) при $e_{s,tot} = 0$ и $e_{0,tot} = y_{s0} = 100 \text{ мм.}$

Из примера 29 имеем: $R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$; $W_{pl} = 7,61 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$; $r = 76 \text{ мм.}$ Тогда

$$N_{crc} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{e_{0,tot} + r} = \frac{1,95 \cdot 7,61 \cdot 10^6}{100 + 76} = 84,3 \cdot 10^3 \text{ Н} < N_{tot} = 170 \text{ кН.}$$

Определяем коэффициент ψ_s , принимая $\varphi_{ls} = 0,35$:

$$\psi_s = 1 - \varphi_{ls} \frac{N_{crc}}{N_{tot}} = 1 - 0,35 \frac{84,3}{170} = 0,826;$$

$$z_s = h_0 - a' = 240 - 40 = 200 \text{ мм.}$$

$$\text{Тогда } \left(\frac{1}{r}\right)_I = \frac{N_{tot} \psi_s}{z_s E_s A_{sp}} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 0,826}{200 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 1232} = 0,3 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{II}$ определяем по формуле (226), принимая

$$M_s = N_{tot} (0,8h_0 - y_{s0}) = 170 \cdot 10^3 (192 - 100) = 15,64 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$\nu = 0,15 \text{ и } N_{tot} = P_2 - N_l = -170 \text{ кН.}$$

Определяем значения ξ и z согласно п. 4.31:

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{15,64 \cdot 10^6}{250 \cdot 240^2 \cdot 25,5} = 0,043;$$

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M_s}{N_{tot}} \right| = 0,8h_0 - y_{s0} = 92 \text{ мм}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 19^4}{3,1 \cdot 10^4} = 6,13;$$

$$\varphi_f = \frac{\alpha A'_{sp}}{2\nu b h_0} = \frac{6,13 \cdot 1232}{2 \cdot 0,15 \cdot 250 \cdot 240} = 0,42;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{a'}{h_0} \right) = 0,42 \left(1 - \frac{40}{240} \right) = 0,35;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{sp}\alpha}{bh_0} = \frac{1232 \cdot 6,13}{250 \cdot 240} = 0,126;$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \mu\alpha}} - \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} + 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,043 + 0,343)}{10 \cdot 0,126}} - \frac{1,5 + 0,42}{11,5 \frac{92}{240} + 5} = 0,038. \end{aligned}$$

Так как $\xi = 0,038 < \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{240} = 0,167$, пересчитываем значение ξ , принимая $\varphi_f = 0$, $\lambda = 0$:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,043}{1,26}} - \frac{1,5}{11,5 \frac{92}{240} + 5} = 0,202.$$

При $\varphi_f = 0$ формула (238) принимает вид

$$z = h_0 (1 - 0,5 \xi) = 240 (1 - 0,5 \cdot 0,202) = 216 \text{ мм.}$$

Определяем значение ψ_s согласно п. 4.32, принимая $\varphi_{ls} = 0,8$.
Из примера 30 имеем $M_{rp} = 49,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

$$M_r = N_l (e_0 + r) = M_l + N_l r = 30 \cdot 10^6 + 820 \cdot 10^3 \cdot 76 = 92,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1,95 \cdot 7,61 \cdot 10^6}{(92,3 - 49,4) \cdot 10^6} = 0,346;$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{92}{240} = 0,383 < \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5.$$

Принимаем $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 1,5$;

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot}/h_0} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,346 - \frac{1 - 0,346^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,346) 1,5} = 0,77 < 1. \end{aligned}$$

Определяем кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{II}$, принимая $\varphi_f = 0$:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_{II} &= \frac{M_s}{h_0 z} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\xi b h_0 E_b v} \right) - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} = \\ &= \frac{15,64 \cdot 10^6}{240 \cdot 216} \left(\frac{0,77}{1,9 \cdot 10^5 \cdot 1232} + \frac{0,9}{0,202 \cdot 250 \cdot 240 \cdot 3,1 \cdot 10^4 \cdot 0,15} \right) + \\ &\quad + \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 0,77}{240 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1232} = 0,814 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.} \end{aligned}$$

Окончательная кривизна сечения равна:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \left(\frac{1}{r}\right)_I + \left[\left(\frac{1}{r}\right)_{II} - \left(\frac{1}{r}\right)_I \right] \frac{e_{0,tot} - y_{s0}}{0,8h_0 - y_{s0}} = \\ &= 0,3 \cdot 10^{-5} + (0,814 - 0,3) 10^{-5} \frac{176 - 100}{192 - 100} = 0,725 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.} \end{aligned}$$

Продольное относительное удлинение на уровне центра тяжести сечения также определим по интерполяции согласно п. 4.40. Значение ϵ_{0I} определяем по формуле (257), принимая $y_s = y_{s0} = 100$ мм и $e_{s,tot} = 0$, при этом формулы (258) приобретают вид:

$$\epsilon_{sm} = \frac{N_{tot}}{E_s A_{sp}} \psi_s = \frac{170 \cdot 10^3}{1,9 \cdot 10^5 \cdot 1232} 0,826 = 0,6 \cdot 10^{-3}; \quad \epsilon'_{sm} = 0.$$

$$\text{Тогда } \epsilon_{0I} = -\frac{\epsilon_{sm} (z_s - y_s)}{z_s} = -\frac{0,6 (200 - 100)}{100} 10^{-3} = -0,6 \cdot 10^{-3}.$$

Значение ϵ_{0II} определяем по формуле (260) при $M_s = 15,64 \cdot 10^6$ Н·мм, $y_s = y_{s0} = 100$ мм и $N_{tot} = -170$ кН. Для этого вычислим:

$$\begin{aligned} \epsilon_{sm} &= \frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} \left(\frac{M_s}{z} - N_{tot} \right) = \frac{0,77}{1,9 \cdot 10^5 \cdot 1232} \left(\frac{15,64 \cdot 10^6}{216} + 170 \cdot 10^{-3} \right) = \\ &= 0,797 \cdot 10^{-3}; \end{aligned}$$

$$\epsilon_{bm} = \frac{\psi_b M_s}{z \xi b h_0 E_b v} = \frac{0,9 \cdot 15,64 \cdot 10^6}{216 \cdot 0,202 \cdot 250 \cdot 240 \cdot 3,1 \cdot 10^4 \cdot 0,15} = 1,156 \cdot 10^{-3}.$$

Полученные деформации ϵ_{sm} и ϵ_{bm} можно проверить, определив по ним кривизну

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}}{h_0} = \frac{0,797 + 1,156}{240} 10^{-3} = 0,814 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм} = \left(\frac{1}{r} \right)_{II},$$

т. е. деформации ϵ_{sm} и ϵ_{bm} вычислены правильно.

Тогда,

$$\epsilon_{0II} = -\frac{\epsilon_{sm}(h_0 - y_s) - \epsilon_{bm}y_s}{h_0} = \frac{0,797(240 - 100) - 1,156 \cdot 100}{240} 10^{-3} = \\ = 0,0168 \cdot 10^{-3}.$$

Окончательное значение ϵ_0 определяем по формуле, аналогичной формуле (245):

$$\epsilon_0 = \epsilon_{0I} + (\epsilon_{0II} - \epsilon_{0I}) \frac{\epsilon_{0,tot} - y_{s0}}{0,8h_0 - y_{s0}} = \\ = \left[-0,6 + (0,0168 + 0,6) \frac{176 - 100}{192 - 100} \right] 10^{-3} = -0,09 \cdot 10^{-3}.$$

Знак „минус“ означает, что в данном сечении имеет место деформация удлинения, отсчитываемая от состояния до обжатия элемента.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

5.1 (5.1). При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона надлежит выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

5.2 (1.30). Для сборных элементов рекомендуется производить натяжение арматуры на упоры до бетонирования изделия. Натяжение арматуры на затвердевший бетон производится в монолитных конструкциях, в крупных балках, трубах и т. п., а также в целях создания неразрезных статически неопределенных конструкций. При этом, как правило, в целях обеспечения совместной работы арматуры и бетона, а также защиты арматуры от коррозии каналы, пазы и выемки для пропуска арматуры должны заполняться (инъецироваться) цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

П р и м е ч а н и е. Для предварительно напряженных конструкций, в которых предусматривается регулирование напряжений обжатия бетона в процессе их эксплуатации (например, в реакторах, резервуарах, телевизионных башнях), напрягаемая арматура применяется без сцепления с бетоном; при этом необходимо предусматривать эффективные мероприятия по защите арматуры от коррозии. Расчет таких конструкций по прочности следует производить по специальным указаниям.

5.3 (5.54). Схемы и способы возведения статически неопределеных предварительно напряженных конструкций рекомендуется выбирать так, чтобы при создании предварительного напряжения исключалась возможность возникновения в конструкции дополнительных усилий, ухудшающих их работу. Допускается устройство временных швов или шарниров, замоноличиваемых после натяжения арматуры.

5.4. Способ натяжения арматуры принимается в соответствии с указаниями „Руководства по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций” (М., Стройиздат, 1975).

5.5. Следует использовать по возможности арматуру, закладные детали и строповочные петли, выпускаемые в виде товарной продукции в соответствии с государственными стандартами и нормальными. Ненапрягаемую арматуру следует проектировать в виде укрупненных блоков и пространственных каркасов для сокращения времени укладки в форму (опалубку).

5.6. С целью снижения расхода цемента, ускорения оборота форм и интенсивного использования производственных площадей передаточную (распалубочную) прочность бетона рекомендуется назначать минимально допустимой (см. п. 2.3), если это не приводит к заметному снижению допустимых нагрузок, определяемых требованиями второй группы предельных состояний.

5.7. Необходимо стремиться к унификации арматуры и закладных деталей в отдельных конструкциях и их сериях, к небольшому количеству разных марок и диаметров стали, типов арматурных элементов — сеток и каркасов, шагов продольных и поперечных стержней.

ГАБАРИТЫ И ОЧЕРТАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

5.8 (5.2, 5.3). Минимальные размеры сечения железобетонных элементов, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим группам предельных состояний, должны назначаться с учетом экономических требований, необходимости унификации опалубочных форм и армирования, а также условий принятой технологии изготовления конструкций.

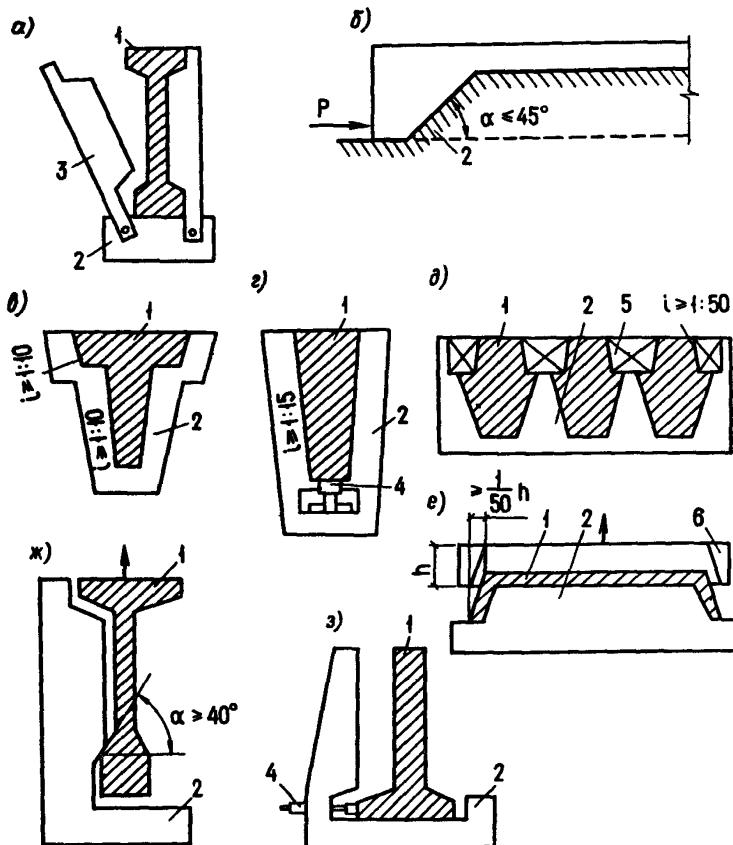
Кроме того, размеры сечения элементов железобетонных конструкций должны приниматься такими, чтобы соблюдались требования в части расположения арматуры в сечении (толщины защитных слоев бетона, расстояния между стержнями и т. п.) и анкеровки арматуры.

Размеры сечений внерадиально сжатых элементов должны приниматься такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении, как правило, не превышала для железобетонных элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов — 200 (для прямоугольных сечений $l_0/h \leq 60$), а для колонн, являющихся элементами зданий, — 120 ($l_0/h \leq 35$).

При назначении размеров следует учитывать также условия перевозки: транспортные средства и допустимые габариты.

5.9. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций их очертание следует принимать с учетом устройства и способа использования форм (опалубки).

При применении форм с откидными бортами очертание изделия не должно препятствовать повороту борта (черт. 55, *а*) при распалубке.



Черт. 55. Технологические уклоны

а – в форме с откидными бортами; *б* – позволяющие изделию самораспалубливаться при передаче предварительных напряжений на бетон; *в* – в неразъемной форме; *г* – то же, с применением выпрессовщика или при самораспалубливании; *д, е* – при немедленной распалубке; *ж* – в форме с глухим бортом; *з* – то же, с выпрессовщиком; *1* – изделие; *2* – форма; *3* – откидной борт; *4* – выпрессовщик; *5* – вкладыш; *6* – формующая рамка

При передаче предварительных напряжений на бетон последний должен иметь возможность свободно деформироваться. Это обеспечивается освобождением его к этому моменту от сдерживающих элементов формы, применением резиновых компенсаторов или налипанием плавных скосов, позволяющих изделию саморасплюбливаться при обжатии. Пример скоса приведен на черт. 55, б.

При применении неразъемных форм для возможности извлечения изделия из формы должны предусматриваться уклоны не менее 1:10 (черт. 55, в). При неразъемных формах, если при обжатии в результате выгиба создается сила, выталкивающая затвердевший бетон из формы, или если используется выпрессовывание, уклоны должны быть не менее 1:15 (черт. 55, г).

При немедленной распалубке с обеспечением фиксированного (во избежание нарушения бетона) вертикального перемещения формующего элемента оснастки (черт. 55, д, е) уклон должен быть не менее 1:50.

При использовании форм с одним неподвижным и одним откидным бортом для возможности вертикального подъема конструкции при распалубке следует переход от большей ширины изделий к меньшей, например от нижней полки к стенке (черт. 55, ж), принимать плавным под углом не менее 45° . Это требование можно не предъявлять, если форма снабжена выпрессовывающим устройством (черт. 55, з).

Применение выпрессовывания и немедленной распалубки должно согласовываться с изготовителем изделия.

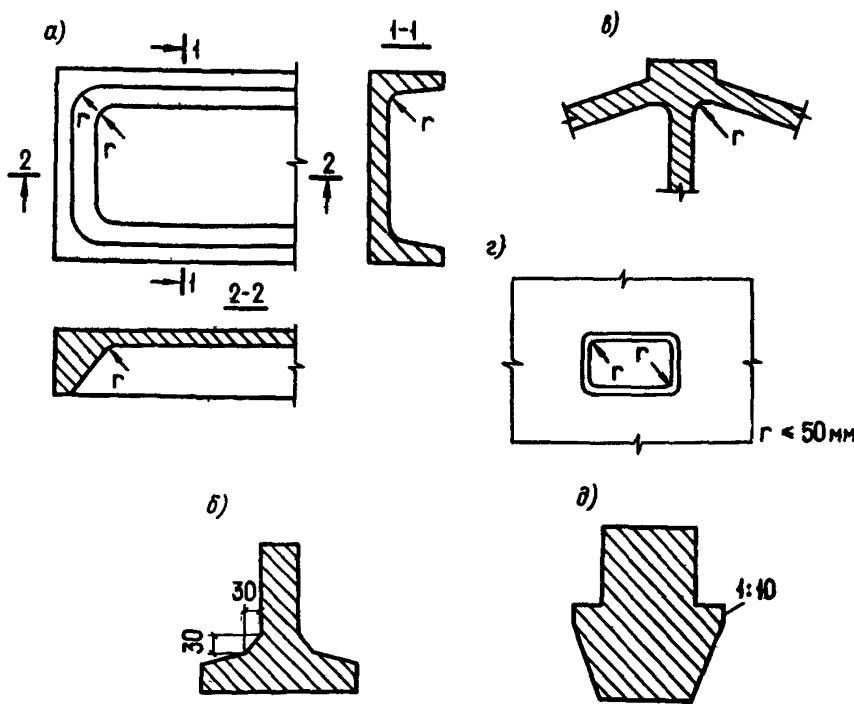
5.10. Сборные железобетонные изделия рекомендуется проектировать с учетом изготовления их по возможности в максимально неразборных формах.

Если невозможно изготовление изделия в полностью неразборной форме, рекомендуется предусматривать наибольшую поверхность формы неразборной.

5.11. Очертания сборных железобетонных изделий следует принимать наиболее простыми. Ребра в стенках балок целесообразно предусматривать лишь при больших сосредоточенных нагрузках или при необходимости обеспечения устойчивости стенки.

5.12. Во избежание повреждений от местных концентраций напряжений при резком изменении направлений граней изделия, например во внутренних углах, рекомендуется предусматривать смягчение очертания в виде уклонов, фасок или закруглений по возможности небольшой величины (до 50 мм), чтобы не требовалось местное армирование (черт. 56, а-г).

Во внешних острых углах во избежание откалывания бетона следует устраивать скосы или закругления (черт. 56, д).



Черт. 56. Закругления и фаски

а – ребристая плита, закругление; *б* – тавровая балка, фаска между полкой и стенкой; *в* – узел фермы, сочетание фаски и закруглений; *г* – отверстие в железобетонном элементе для пропуска коммуникаций, закругления; *д* – смягчение острого угла в ригеле

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

5.13(5.4). Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешн~~и~~атмосферных, температурных и подобных воздействий.

5.14(5.5). Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) толщина защитного слоя должна быть, как правило, не менее диаметра стержня или каната и не менее, мм:

в плитах и стенках толщиной, мм:	
до 100 включ.	10
св. 100	15

в балках и ребрах высотой, мм:	
менее 250	15
250 и более	20
в колоннах	20

Для сборных элементов из тяжелого бетона класса В20 и выше толщину защитного слоя для продольной арматуры допускается принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее величин, указанных выше.

Для железобетонных плит из тяжелого бетона класса В20 и выше, изготавляемых на заводах в металлических формах и защищаемых сверху в сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать равной 5 мм.

В однослойных конструкциях из легкого бетона класса В7,5 толщина защитного слоя должна составлять не менее 20 мм, а для наружных стено-вых панелей (без фактурного слоя) – не менее 25 мм.

5.15 (5.6). Толщина защитного слоя бетона для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее, мм:

при высоте сечения элемента менее	
250 мм	10
то же, равной 250 мм и более	15

В элементах из легкого бетона класса В7,5 независимо от высоты сечения толщина защитного слоя бетона для поперечной арматуры принимается не менее 15 мм.

5.16 (5.7). Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений (см. п. 2.26) должна составлять не менее:

для стержневой арматуры классов А-IV и А-III_в, а также для арматурных канатов – $2d$;

для стержневой арматуры классов А-V, А-VI – $3d$.

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента должна быть не менее 40 мм – для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм – для арматурных канатов.

Допускается защитный слой бетона для сечения у опоры для напрягаемой арматуры с анкерами и без них принимать таким же, как и для сечений в пролете, в следующих случаях:

а) для предварительно напряженных элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий при наличии стальной опорной детали и косвенной арматуры (сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов) – согласно указаниям п. 5.46;

б) в плитах, панелях, настилах и опорах ЛЭП при условии постановки у концов дополнительной поперечной арматуры (корытообразных сварных сеток или замкнутых хомутов), предусмотренной п. 5.46; при этом диаметр поперечной арматуры рекомендуется принимать не менее 0,25 диаметра продольной напрягаемой арматуры.

5.17 (5.8). В элементах с напрягаемой продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала должно приниматься не менее 40 мм и не менее ширины канала; указанное расстояние до боковых граней элемента должно быть, кроме того, не менее половины высоты канала.

При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщина защитного слоя бетона, образуемого последующим торкретированием или иным способом, должна приниматься не менее 20 мм.

5.18 (5.10). В польх элементах кольцевого или коробчатого сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона должно удовлетворять требованиям пп. 5.14 и 5.15.

5.19. Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры должны быть защищены антакоррозионным покрытием или слоем раствора не менее 5 мм или слоем бетона не менее 10 мм.

МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

5.20 (5.11). Расстояния в свету между стержнями арматуры (или оболочками каналов) по высоте и ширине сечения должны обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, а также с учетом степени местного обжатия бетона и габаритов натяжного оборудования (домкратов, зажимов и т. п.) и концевых технологических анкеров на стержнях (см. п. 5.26).

5.21 (5.12). Расстояния в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой арматуры либо напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, а также между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение – не менее: для нижней арматуры – 25 мм и для верхней арматуры – 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояние между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) должно быть не менее 50 мм;

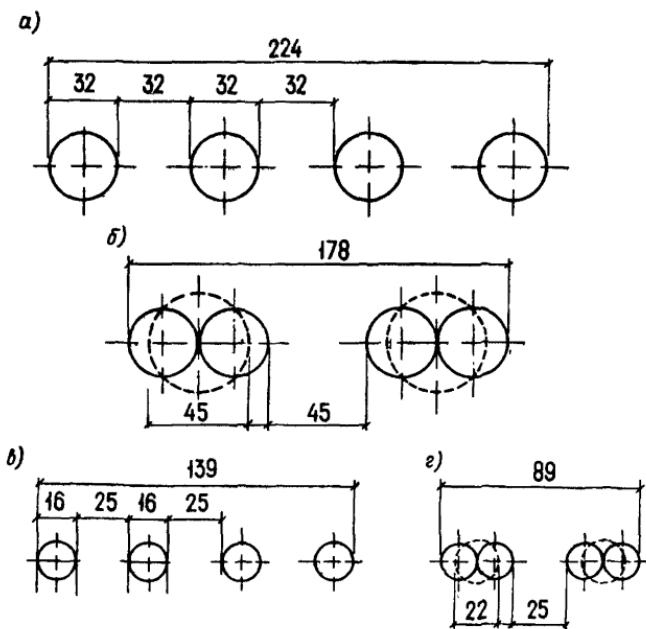
б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение – не менее 50 мм; при систематическом контроле фракционирования заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом должно быть не менее полтора кратного наибольшего размера крупного заполнителя.

В элементах или узлах с большим насыщением арматурой или закладными деталями, изготавляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепленных на опалубке, должно быть обеспечено в отдельных местах свободное расстояние в свету не менее 60 мм для прохождения между арматурными стержнями наконечников глубинных вибраторов, уплот-

няющих бетонную смесь. Расстояние между такими местами должно быть не более 500 мм.

5.22 (5.12). При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними). Такая пара стержней при назначении расстояний между стержнями по п. 5.21 и при определении длины передачи напряжений или длины анкеровки (по пп. 2.26 и 5.32) должна рассматриваться как условный стержень диаметром $d_{red} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$, где d_1 и d_2 – диаметры сближаемых стержней (черт. 57).

5.23 (5.12). Указанные в пп. 5.21 и 5.22 расстояния в свету между стержнями периодического профиля определяются по номинальному диаметру без учета выступов и ребер. При компоновке расположения арматуры в сечении со стесненными условиями с учетом примыкающих других арматурных элементов и закладных деталей следует принимать во внимание диаметры стержней с учетом выступов и ребер, а также допускаемые отклоне-



Черт. 57. Примеры расположения одного из рядов стержней нижней арматуры (располагаемой в один или два ряда по высоте) в случае изготовления изделия на вибоплощадке

а, б – варианты расположения стержней диаметром 32 мм; в, г – то же, диаметром 16 мм; а, в – одиночное расположение стержней; б, г – спаренное расположение стержней

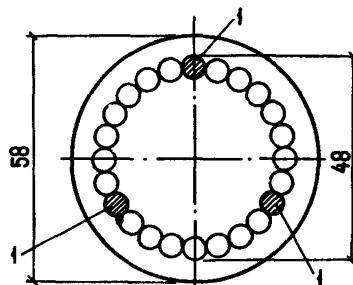
ния от номинальных размеров стержней арматуры, сварных сеток и каркасов, закладных деталей, формы и расположение арматуры и закладных деталей в сечении.

5.24 (5.12, 5.59). В элементах с напрягаемой арматурой, натягиваемой на бетон (за исключением непрерывно армированных конструкций), расстояние в свету между каналами для арматуры должно быть, как правило, не менее диаметра канала и не менее 50 мм.

При проволочной арматуре, расположенной в виде пучка, должны предусматриваться зазоры между отдельными проволоками или группами проволок (путем установки спиралей внутри пучка, коротышей в анкерах и т. п.) с размерами, достаточными для прохождения между проволоками пучка цементного раствора или мелкозернистого бетона при заполнении каналов.

Черт. 58. Сечение канала с арматурным пучком из 24 проволок диаметром 5 мм при инъектировании канала раствором через отверстие в анкере

1 – арматурные коротышки в анкерах



При инъектировании канала через отверстия в анкере проволоки или группы проволок пучка должны располагаться по окружности (черт. 58), при этом внутренний диаметр канала должен превышать диаметр пучка не менее чем на 15 мм.

АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

Анкеровка напрягаемой арматуры

5.25 (5.61). Установка анкеров у концов арматуры обязательна для арматуры, натягиваемой на бетон, а также для арматуры, натягиваемой на упоры, при недостаточном ее сцеплении с бетоном (гладкой проволоки, многопрядных канатов) и если не обеспечено отсутствие трещин на длине зоны передачи напряжений (см. пп. 1.11 и 2.26); при этом анкерные устройства должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы. Кроме того, рекомендуется установка анкеров, если в соответствии с расчетом наклонного сечения на действие изгибающего

момента (см.пп. 3.31–3.33) необходимо существенно увеличить поперечное армирование.

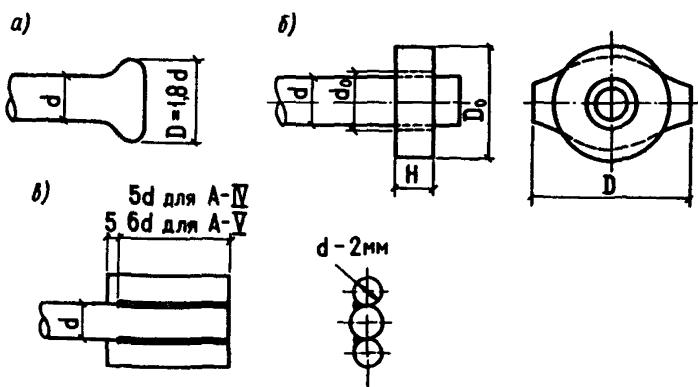
5.26. Тип анкера выбирается исходя из производственных возможностей и вида арматуры.

Для стержневой арматуры рекомендуется применять следующие типы временных технологических или постоянных анкеров в виде:

высаженных головок (черт. 59, *а*) – для арматуры классов А-V и А-IV (марки 20ХГ2Ц) ;

обжатых шайб (черт.59, *б* и табл. 48) – для арматуры классов А-IV, А-V и А-VI;

приваренных коротышей (черт. 59, *в*) – для арматуры классов А-V, А-IVC и А-IV (марки 20ХГ2Ц).



Черт. 59. Временные технологические анкеры на напрягаемой стержневой арматуре
а – высаженная головка; *б* – обжатая шайба (размеры см. табл. 48); *в* – приваренные коротышки

Т а б л и ц а 48

Диаметр арматуры <i>d</i> , мм	Диаметр шайбы до опрессовки, мм		Высота шайбы <i>H</i> до опрессовки, мм, для арматуры класса			Больший размер шайбы после опрессовки <i>D</i> , мм
	внутренний <i>d₀</i>	наружный <i>D₀</i>	А-IV	А-V	А-VI	
10	13	30	8	10	11	35
12	15	32	8	11	14	37
14	17	32	10	13	17	37
16	20	36	11	15	19	42
18	22	36	13	17	21	42
20	24	40	14	19	23	47
22	26	42	16	21	25	49

Для арматурных канатов рекомендуется использовать временные анкеры в виде инвентарных цанговых зажимов на один канат каждый (табл. 49). Габариты анкерных устройств должны учитываться при назначении расстояний между осями натягиваемых стержней.

Т а б л и ц а 49

Цанговые зажимы МРТУ 7-17-67 марок	Диаметры, мм	
	натягиваемой арматуры	наружного зажима
4,5-6-2	4, 5-6	26
6-9-2	6-9	40
12-15-2	12-15	56

5.27. Для арматурной проволоки класса Вр-II, натягиваемой на упоры в виде пакетов, используются унифицированные напрягаемые арматурные элементы (УНАЭ), основные параметры которых приведены на черт. 60.

Эти элементы обозначаются следующим образом: $\frac{\text{УНАЭ}-n}{\text{Вр-II-5}} \cdot \frac{A}{N}$,

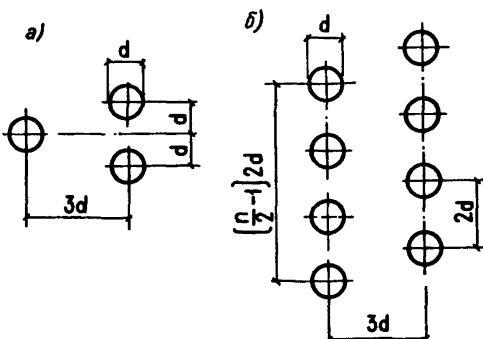
где n – число проволок в элементе;

A – площадь поперечного сечения, мм^2 ;

N – суммарное разрывное усилие, Н, определенное по нормативному сопротивлению.

Элементы УНАЭ могут группироваться по несколько штук и натягиваться с помощью общего захватного устройства.

Черт. 60. Основные параметры унифицированных напрягаемых арматурных элементов
а – на 3 проволоки; б – на n проволок (где $n = 4, 6, 8, \dots, 14$)



5.28. Для стержневой арматуры, натягиваемой на бетон, применяются анкеры в виде гаек на нарезных наконечниках, привариваемых к концам стержней. Для арматурных пучков, натягиваемых на бетон, могут применяться анкеры в виде металлических колодок и конусных пробок, анкеры с высаженными на проволоках головками и др.

5.29. В конструкциях с арматурой криволинейного очертания анкерные устройства целесообразно размещать на торцах элемента без увеличения толщины нижнего защитного слоя бетона. В этом случае пучки или стержни арматуры должны располагаться по высоте поперечного сечения элемента с учетом размещения анкерных и натяжных устройств на торцах элемента.

5.30. Если при проектировании предусматривается обрыв арматуры в пределах длины элемента, ее анкеры рекомендуется располагать в зоне сечения, сжатой от действия внешней нагрузки.

В случае расположения анкеров в зоне, работающей от внешней нагрузки на растяжение, должна быть предусмотрена постановка арматуры, воспринимающей местные усилия в сечениях, примыкающих к месту обрыва напрягаемой арматуры.

5.31. При размещении анкеров на арматуре следует учитывать их перемещение при удлинении арматуры в процессе ее натяжения на упоры или на бетон; после натяжения арматуры анкер должен занимать проектное положение.

Анкеровка ненапрягаемой арматуры

5.32 (5.14). Продольные стержни растянутой и сжатой ненапрягаемой арматуры должны быть заведены за нормальную к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее l_{an} , определяемую по формуле

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d, \quad (274)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d$,

где значения ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$ и λ_{an} , а также допускаемые минимальные величины l_{an} определяются по табл. 50, при этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки. Расчетное сопротивление бетона R_b учитывается в формуле (274) при $\gamma_{b2} = 1,0$.

Для элементов из мелкозернистого бетона группы Б (см. п. 2.1) значения l_{an} , определяемые по формуле (274), должны увеличиваться на $10d$ для растянутого бетона и на $5d$ — для сжатого.

В случае, когда анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности с полным расчетным сопротивлением, вычисленную по формуле (274) длину анкеровки l_{an} допускается уменьшать, умножая на отношение необходимой по расчету и фактической площадей сечения арматуры.

Если по расчету вдоль анкеруемых стержней образуются трещины от растяжения бетона, то стержни должны быть заделаны в сжатую зону бетона на длину l_{an} , определяемую по формуле (274).

При невозможности выполнения указанных выше требований должны быть приняты меры по анкеровке продольных стержней для обеспечения их работы с полным расчетным сопротивлением в рассматриваемом сечении (постановка косвенной арматуры, приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей, отгиб анкерующих стержней). При этом величина l_{an} должна быть не менее $10d$.

Таблица 50 (37)

Условия работы ненапрягаемой арматуры	Коэффициенты для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры								
	периодического профиля					гладкой			
	ω_{ap}	$\Delta\lambda_{ap}$	λ_{ap}	l_{ap} , мм		ω_{ap}	$\Delta\lambda_{ap}$	λ_{ap}	l_{ap} , мм
	не менее					не менее			
1. Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250	
2. Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200	

УКАЗАНИЯ ПО АРМИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Продольное армирование элементов

5.33 (5.16). Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах (в процентах площади сечения бетона) должна приниматься не менее указанной в табл. 51.

Требования табл. 51 не распространяются на армирование, определяемое расчетом элемента для стадий транспортирования и возведения; в этом случае площадь сечения арматуры определяется только расчетом по прочности.

Требования настоящего пункта не учитываются при назначении площади сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели).

5.34 (5.56). Часть продольной стержневой арматуры элемента допускается применять без предварительного напряжения, если при этом удовлетворяются требования расчета по трещиностойкости и по деформациям.

5.35 (5.18). В линейных внецентренно сжатых элементах расстояния между осями стержней продольной арматуры должны приниматься в направле-

Г а б л и ц а 51 (38)

Условия работы арматуры	Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах, % площади сечения бетона
1. Арматура S в изгибаемых, а также во внерадиально растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
2. Арматура S , S' во внерадиально растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S и S'	0,05
3. Арматура S , S' во внерадиально сжатых элементах при: <ul style="list-style-type: none"> а) $l_0/i < 17$ (для прямоугольных сечений $l_0/h < 5$) б) $17 < l_0/i < 35$ ($5 < l_0/h < 10$) в) $35 < l_0/i < 83$ ($10 < l_0/h < 24$) г) $l_0/i > 83$ ($l_0/h > 24$) 	0,05 0,10 0,20 0,25

П р и м е ч а н и е. Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в настоящей таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутипового) сечения b на рабочую высоту сечения h_0 . В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах минимальная площадь сечения всей продольной арматуры относится к полной площади сечения бетона и принимается вдвое больше величин, указанных в настоящей таблице.

нии, перпендикулярном плоскости изгиба, не более 400 мм, а в направлении плоскости изгиба – не более 500 мм.

5.36(5.20, 5.60). В балках шириной более 150 мм число продольных рабочих стержней, заводимых за грань опоры, должно быть не менее двух. В ребрах сборных панелей, настилов, часторебристых перекрытий и т. п. шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного рабочего стержня.

В плитах расстояния между стержнями, заводимыми за грань опоры, не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее 1/3 площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

Напрягаемая арматура – стержневая или канаты в пустотных и ребристых элементах – должна располагаться, как правило, по оси каждого ребра элемента, за исключением предварительно напряженных многопустотных

(с круглыми пустотами) плит высотой 300 мм и менее, изготавляемых из тяжелого бетона, в которых расстояние между напрягаемой арматурой, заводимой за грань опоры, допускается увеличивать до 600 мм, если для сечений, нормальных к продольной оси плиты, величина момента трещинообразования M_{crc} , определяемого по формуле (164), составляет не менее 80 % величины момента от внешней нагрузки, принимаемой с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Расстояния между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой (вверху) должны быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более $1,5h$ – при толщине плиты более 150 мм (h – толщина плиты).

5.37 (5.21). В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1 % площади сечения бетона, имеющего размер, равный: по высоте элемента – расстоянию между этими стержнями, по ширине – половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

5.38. Продольную ненапрягаемую арматуру рекомендуется располагать ближе к наружным поверхностям элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую арматуру.

Поперечное армирование элементов

5.39 (5.22). У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающая крайние продольные стержни. При этом расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Во внерадиально сжатых элементах с центрально-расположенной напрягаемой продольной арматурой (например, в сваях) постановки поперечной арматуры не требуется, если сопротивление действию поперечных сил обеспечивается одним бетоном.

Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер изгибаемых элементов (шириной 150 мм и менее), по ширине которых располагается лишь один продольный стержень или сварной каркас.

Во внерадиально сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой ненапрягаемой продольной арматуры хомуты должны ставиться на расстояниях:

при $R_{sc} < 400$ МПа – не более 500 мм и не более: при вязанных каркасах – $15d$, сварных – $20d$;

при $R_{sc} > 450$ МПа – не более 400 мм и не более: при вязанных каркасах – $12d$, сварных – $15d$ (d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней).

При этом конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Вышеуказанные требования распространяются и на расположенные в сжатой зоне напрягаемые стержни с напряжениями $\sigma_{sc} > 0$ (см. п. 3.8); при этом в замен значения R_{sc} принимается значение σ_{sc} .

При проверке соблюдения требований настоящего пункта продольные сжатые стержни, не учитываемые расчетом, не должны приниматься во внимание, если диаметр этих стержней не превышает 12 мм и половины толщины защитного слоя бетона.

5.40 (5.25). Диаметр хомутов в вязанных каркасах внецентренно сжатых линейных элементов должен приниматься не менее $0,25d$ и не менее 5 мм (d – наибольший диаметр продольных стержней).

Диаметр хомутов в вязанных каркасах изгибаемых элементов должен приниматься, мм, не менее:

при высоте сечения элемента, равной или менее 800 мм	5
то же, св. 800 мм	8

Вышеуказанные требования можно не распространять на спиральную или кольцевую арматуру центрифугированных трубчатых элементов.

Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и в сварных сетках устанавливается из условия сварки по соответствующим нормативным документам.

5.41 (5.26). В балочных конструкциях высотой свыше 150 мм, а также в многопустотных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой более 300 мм должна устанавливаться поперечная арматура.

В сплошных плитах независимо от высоты, в многопустотных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой 300 мм и менее и в балочных конструкциях высотой 150 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать. При этом должны быть обеспечены требования расчета согласно п. 3.30.

5.42 (5.27). Поперечная арматура в балочных и плитных конструкциях, указанных в п. 5.41, устанавливается: на припорных участках, равных при равномерно распределенной нагрузке 1/4 пролета, а при сосредоточенных нагрузках – расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее 1/4 пролета, с шагом:

при высоте сечения элемента h ,	
равной или менее 450 мм	не более $h/2$
	и не более 150 мм
то же, св. 450 мм	не более $h/3$
	и не более 500 мм

На остальной части пролета при высоте сечения свыше 300 мм устанавливается поперечная арматура с шагом не более $3/4h$ и не более 500 мм.

5.43 (5.28). Поперечная арматура, предусматриваемая для восприятия поперечных сил, должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки в соответствии с требованиями поз. 1 и 2 обязательного приложения 3 СНиП 2.03.01-84, обеспечивающую равнопрочность соединений и хомутов или обхвата продольной арматуры. При этом как в сварных, так и в вязанных каркасах диаметр продольных стержней должен быть не менее 0,8 диаметра поперечных.

5.44. Отгибание стержневой или проволочной арматуры, натягиваемой на упоры, может выполнятся по дуге окружности диаметром от d до $30d$. При этом следует учитывать снижение прочности арматуры в зоне перегиба (см. поз. 5 табл. 23). Угол отгиба рекомендуется принимать не более 45° .

Отогнутую арматуру, натягиваемую на бетон, рекомендуется выполнять с криволинейным очертанием при угле наклона к продольной оси элемента не более 30° и при радиусе закругления:

а) для пучковой арматуры и канатов: при диаметре проволок в пучках 5 мм и менее и при диаметре канатов 6–9 мм – не менее 4 м; при диаметре проволок в пучках 6–8 мм и диаметре канатов 12 и 15 мм – не менее 6 м;

б) для стержневой арматуры: диаметром до 25 мм – не менее 15 м, диаметром от 28 до 40 мм – не менее 20 м.

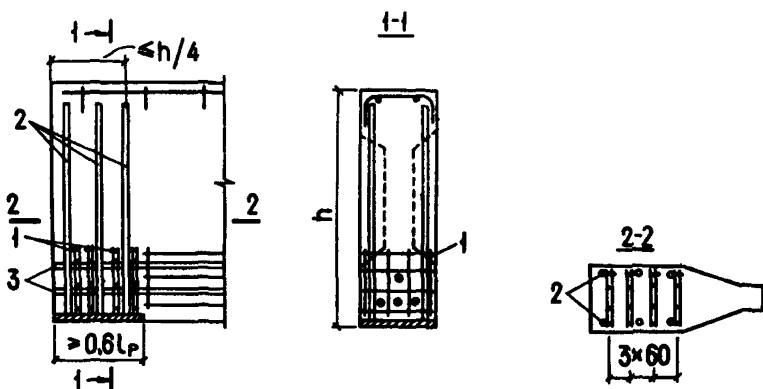
При осуществлении мер, способствующих уменьшению трения напрягаемой арматуры о стенки каналов (тефлоновые прокладки, оболочки из синтетических материалов и др.), могут приниматься меньшие радиусы закругления с соответствующим экспериментальным обоснованием.

5.45 (5.31). В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязанные хомуты должны быть замкнутыми, с надежной анкеровкой по концам, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур. При этом должна быть обеспечена равнопрочность соединений и хомутов.

Армирование концов предварительно напряженных элементов

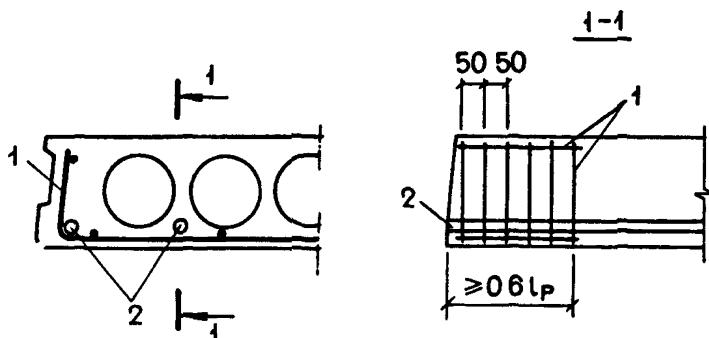
5.46 (5.61). У концов предварительно напряженных элементов в целях ограничения развития трещин вдоль напрягаемой арматуры должна быть установлена дополнительная поперечная или косвенная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т. п. с шагом 5–10 см) на длине участка не менее $0,6l_p$, а в элементах из легкого бетона классов В7,5–В12,5 с шагом 5 см – на длине не менее l_p (см. п. 2.26) и не менее 20 см для элементов с арматурой, не имеющей анкеров, при наличии анкерных устройств – на участке, равном двум длинам этих устройств (черт. 61 и 62).

Концы узких ребер рекомендуется усиливать путем постановки закладных деталей – обойм с анкерными стержнями (черт. 63). Эти анкерные стержни можно учитывать при выполнении требований п. 5.47.



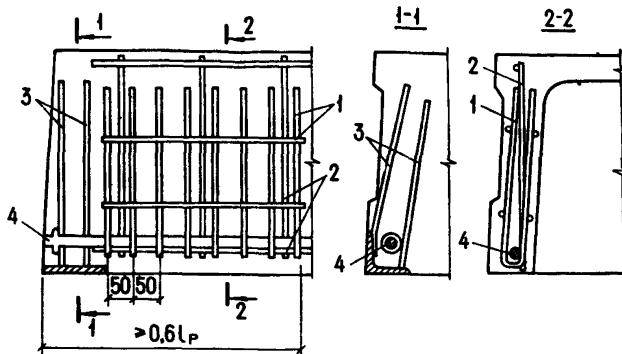
Черт. 61. Армирование конца предварительно напряженной балки

1 – сварные сетки в виде гребенок (для удобства укладки напрягаемых стержней), требуемые согласно п. 5.46; 2 – поперечные стержни, требуемые согласно п. 5.47 и привариваемые к закладной детали; 3 – напрягаемая арматура (основная поперечная арматура балок и арматура, установленная по контуру опорного уширения, не показана)



Черт. 62. Армирование конца многопустотного настила

1 – сварная сетка, требуемая согласно п. 5.46; 2 – напрягаемые стержни



Черт. 63. Армирование конца ребра плиты перекрытия

1 – сварная сетка согласно п. 5.46; 2 – плоский арматурный каркас ребра; 3 – анкерные стержни закладной детали – обоймы согласно пп. 5.46 и 5.47; 4 – напрягаемый стержень (арматура полки плиты и поперечного ребра, а также арматура в углах между поперечным и продольным ребрами не показана)

Для элементов с арматурой, имеющей внутренние анкеры, указанная поперечная арматура может учитываться в расчете по прочности.

Для элементов со стержневой напрягаемой арматурой при передаточной прочности бетона не менее 22 МПа указанную поперечную или косвенную арматуру можно не устанавливать, если:

$$\begin{array}{ll} \text{при } d = 10 - 14 \text{ мм} & \sigma_{sp} \leq 460 \text{ МПа} ; \\ \text{", } d = 16 - 20 \text{ "} & \sigma_{sp} \leq 420 \text{ " ;} \\ \text{", } d = 22 - 32 \text{ "} & \sigma_{sp} \leq 380 \text{ "} \end{array}$$

(напряжение σ_{sp} принимается с учетом потерь по поз. 1–5 табл. 4 при $\gamma_{sp} = 1,0$; d – диаметр напрягаемой арматуры).

В случае отсутствия по длине элемента поперечной или косвенной арматуры указанные значения σ_{sp} снижаются на 40 МПа. При мгновенной передаче усилия на бетон указанные значения σ_{sp} снижаются на 15 %.

При передаточной прочности бетона менее 22 МПа дополнительную поперечную или косвенную арматуру можно не устанавливать лишь при $\sigma_{sp} \leq 260$ МПа.

5.47 (5.58). Для предотвращения образования продольных трещин у торцов предварительно напряженных изгибаемых элементов вследствие передачи усилий напрягаемой арматуры на бетон рекомендуются отгибание части продольной напрягаемой арматуры у опор элемента и распределение ее на торце равномерно по высоте; при этом часть отогнутой арматуры допускается выводить на верхнюю грань элемента.

Если напрягаемая продольная арматура располагается сосредоточенно у нижней или у нижней и верхней граней элемента, у торцов необходимо

предусматривать дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, располагая ее на участке длиной не более 1/4 высоты элемента.

Напрягаемая поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием не менее 15 % усилия натяжения всей продольной арматуры растянутой зоны опорного сечения.

Ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям. Сечение этой арматуры в конструкциях, не рассчитываемых на выносливость, должно быть в состоянии воспринимать не менее 20 %, а в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, – не менее 30 % усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения, определяемого расчетом по прочности (т. е. равного $R_s A_{sp}$).

Допускается также применять приопорную поперечную арматуру в виде корытообразных сеток, охватывающих нижнюю продольную арматуру.

5.48(5.57). Местное усиление участков предварительно напряженных элементов под анкерами напрягаемой арматуры, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется выполнять установкой закладных деталей или дополнительной поперечной арматуры и увеличением размеров сечения элемента на этих участках.

СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ

5.49(5.32). Арматура из горячекатаной стали гладкого и периодического профилей, термически упрочненной стали классов Ат-IIIС и Ат-IVС и обыкновенной арматурной проволоки, а также закладные детали должны, как правило, изготавляться с применением для соединения стержней между собой и с плоскими элементами проката контактной сварки – точечной истыковой. Допускается применение дуговой сварки – автоматической и полуавтоматической, а также ручной согласно указаниям п. 5.53. Стыковые соединения упрочненной вытяжкой арматуры класса А-Пв должны свариваться до ее упрочнения.

Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры классов Ат-V и Ат-VI, высокопрочной арматурной проволоки и арматурных канатов не допускаются.

5.50(5.33). Типы сварных соединений и способы сварки арматуры и закладных деталей должны назначаться с учетом условий эксплуатации и свариваемости стали, технико-экономических показателей и технологических возможностей предприятия-изготовителя в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали железобетонных конструкций (см. обязательные приложения 3 и 4 СНиП 2.03.01-84).

5.51(5.34). В заводских условиях при изготовлении сварных арматурных сеток, каркасов и соединений по длине отдельных стержней следует применять преимущественно контактную точечную истыковую сварку, а

при изготовлении закладных деталей – автоматическую сварку под флюсом для тавровых и контактную рельефную сварку для нахлесточных соединений.

Конструирование сварных каркасов, сеток и закладных деталей рекомендуется производить в соответствии с указаниями „Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры”.

5.52(5.35). При монтаже арматурных изделий и сборных железобетонных конструкций в первую очередь должны применяться полуавтоматические способы сварки, обеспечивающие возможность контроля качества соединений.

5.53(5.36). При отсутствии необходимого сварочного оборудования допускается выполнять в заводских и монтажных условиях крестообразные,стыковые, нахлесточные и тавровые соединения арматуры и закладных деталей, применяя приведенные в обязательных приложениях 3 и 4 СНиП 2.03.01-84 и в нормативных документах на сварную арматуру и закладные детали способы дуговой, в том числе и ручной, сварки.

Применяя ручную дуговую сварку при выполнении сварных соединений, рассчитываемых по прочности, в сетках и каркасах, следует устанавливать дополнительные конструктивные элементы в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (прокладки, косынки, крючки и т. д.).

ОТДЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

5.54(5.52). В элементах сборных конструкций должны предусматриваться приспособления для захвата их при подъеме: инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли, строповочные отверстия со стальными трубками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п. Петли для подъема должны выполняться из горячекатаной стали согласно требованиям п. 2.21, а также „Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры”.

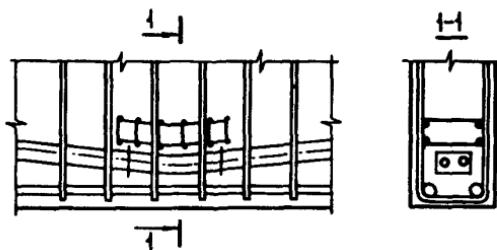
5.55. В целях снижения отрицательного воздействия предварительного напряжения, вызванного образованием начальных трещин в верхней зоне балок, плит и т. п., рекомендуется назначать места расположения строповочных устройств и места опирания при перевозке максимально приближенными к концам элемента с учетом возможностей подъемных механизмов, применяемых траверс, транспортных средств. Места опирания при хранении элемента рекомендуется назначать на расстоянии не более 20–30 см от его концов.

5.56(5.50). Отверстия значительных размеров в железобетонных плитах, панелях и т. п. должны окаймляться дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной.

Небольшие отверстия в железобетонных элементах для коммуникаций, строповки и т. п. следует располагать в пределах ячеек арматурных сеток и каркасов так, чтобы не перерезать арматуру и не вводить дополнительное местное армирование. Углы отверстий желательно делать плавными (см. черт. 56, г).

Обрамление отверстий стальными закладными деталями замкнутой формы, особенно с острыми углами, не рекомендуется во избежание образования трещин в бетоне вследствие его усадки.

5.57. При натяжении арматуры на бетон в местах резкого изменения кривизны каналов для пропуска арматуры следует устанавливать отрезки жестких стальных труб. Канал для нескольких пучков или стержней должен иметь на концах уширения для анкерных и натяжных устройств. В местах перегиба арматуры (черт. 64) или уширения канала необходимо усиливать бетон стальными обоймами, хомутами или сетками, а также при необходимости увеличивать сечение элемента.



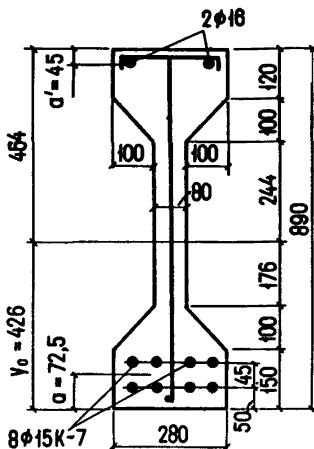
Черт. 64. Усиление бетона дополнительным армированием в местах перегиба напрягаемой арматуры

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

КОМПЛЕКСНЫЙ ПРИМЕР РАСЧЕТА БАЛКИ ПОКРЫТИЯ

Дано: предварительно напряженная балка покрытия с параллельными поясами сечением по черт. 1 загружена сосредоточенными силами по черт. 2, *a*; длина балки 12 м; расчетный пролет $l = 11,7$ м; монтажные петли — на расстоянии $l_1 = 1,5$ м от торцов балки; прокладки при складировании ставятся у концов элемента.

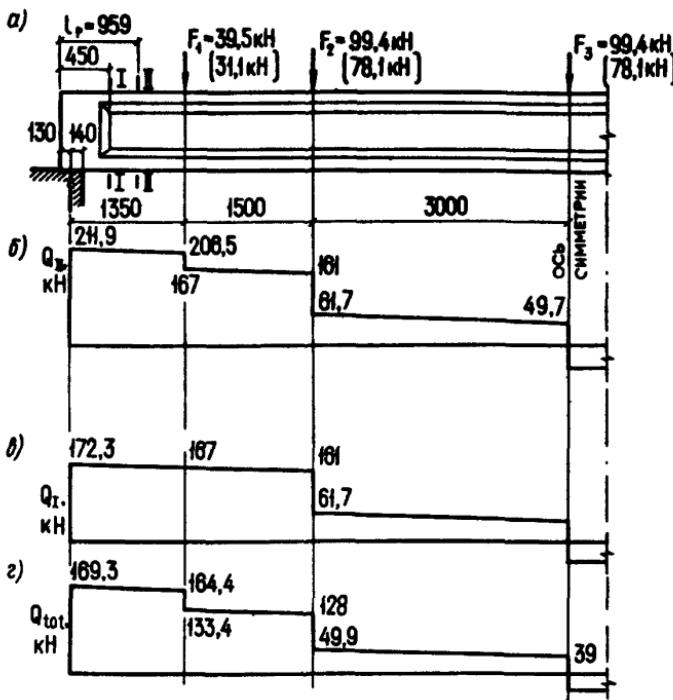
Балка из тяжелого бетона класса B40 ($R_b = 22$ МПа и $R_{bt} = 1,4$ МПа при $\gamma_{b2} = 1,0$, $R_{b,ser} = 29$ МПа, $R_{bt,ser} = 2,1$ МПа, $E_b = 3,25 \cdot 10^4$ МПа); передаточная прочность бетона $R_{bp} = 25$ МПа ($R_b^{(p)} = 14,5$ МПа, $R_{b,ser}^{(p)} = 18,5$ МПа, $R_{bt,ser}^{(p)} = 1,6$ МПа, $E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа); бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении (пропариванию).



Черт. 1. Поперечное сечение балки

Продольная арматура в растянутой от внешних нагрузок зоне класса К-7, диаметром 15 мм ($R_s = 1080$ МПа, $R_{s,ser} = 1295$ МПа, $E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа); ее площадь $A_{sp} = 1132 \text{ mm}^2$ (8 Ø15); анкеры на концах арматуры отсутствуют; натяжение арматуры производится механическим способом на упоры стендса с применением инвентарных зажимов. В сжатой (верхней) зоне продольная арматура диаметром 16 мм, класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $R_{s,ser} = 390$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^6$ МПа); ее площадь $A_s = 402 \text{ mm}^2$ (2 Ø16); поперечная арматура класса А-III, площадью $A_{sw} = 50,3 \text{ mm}^2$ (1 Ø8) ($R_{sw} = 285$ МПа), шагом $s = 150$ мм.

Нагрузка от собственного веса балки при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ $q_w = 3800$ Н/м; момент в середине пролета от всех нагрузок при $\gamma_f > 1,0$: $M_{II} = 703$ кН·м, то же, от всех нагрузок, кроме крановой нагрузки, $M_I = 649$ кН·м. Момент в середине пролета от всех нагрузок при $\gamma_f = 1,0$ $M_{tot} = 560$ кН·м, то же, от постоянных и длительных нагрузок $M_I = 475$ кН·м; эпюры поперечных сил от всех нагрузок при $\gamma_f > 1,0$ по черт. 2, *b*, то же, без учета крановой нагрузки — по черт. 2, *c*, то же, от всех



Черт. 2. Эпюры поперечных сил балки покрытия

а – схема загружения балки (значения сил в скобках – при $\gamma_f = 1,0$); б – эпюра Q от всех нагрузок при $\gamma_f > 1,0$; в – то же, от всех нагрузок, кроме крановой; г – то же, от всех нагрузок при $\gamma_f = 1,0$

нагрузок при $\gamma_f = 1,0$ – по черт. 2, г. Балка эксплуатируется в слабоагрессивной среде. Конструктивные и технологические требования к прогибу балки отсутствуют.

Требуется рассчитать балку по всем предельным состояниям.

РАСЧЕТ

I. Определение геометрических характеристик приведенного сечения

Геометрические характеристики определяем согласно указаниям п. 1.21:

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,8 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 5,55 ;$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 6,15 ;$$

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s A'_s = 80 \cdot 890 + 200 \cdot 120 + 200 \cdot 150 + 4 \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 100 + 5,55 \cdot 1132 + 6,15 \cdot 402 = 154 \ 000 \text{ mm}^2 ;$$

$$y_0 = \frac{S + \alpha_p A_{sp} \alpha_p + \alpha_s A'_s (h - a'_s)}{A_{red}} = \frac{80 \cdot 890 \cdot 445 + 200 \cdot 120 \cdot 830 + 200 \cdot 150 \cdot 75}{154 \ 000} + \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 736,7 + 2 \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 183,3 + 5,55 \cdot 1132 \cdot 72,5 + 6,15 \cdot 402 \cdot 845}{154 \ 000} =$$

$$= 426 \text{ mm};$$

$$I_{red} = I + \alpha_p A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s A'_s y'_s^2 = \frac{80 \cdot 890^3}{12} + 80 \cdot 890 (445 - 426)^2 + \frac{200 \cdot 120^3}{12} + 200 \cdot 120 (830 - 426)^2 + \frac{200 \cdot 150^3}{12} + 200 \cdot 150 (426 - 75)^2 + 4 \frac{100 \cdot 100^3}{36} + 2 \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 100 (736,7 - 426)^2 + 2 \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 100 (426 - 183,3)^2 + 5,55 \cdot 1132 (426 - 72,5)^2 + 6,15 \cdot 402 (845 - 426)^2 = 15 \ 064 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

II. Определение усилия предварительного обжатия P и эксцентриситета e_{op}

Величину предварительного напряжения арматуры σ_{sp} без учета потерь принимаем максимально допускаемой:

$$\sigma_{sp} = 0,95 R_{s,ser} = 0,95 \cdot 1295 = 1230 \text{ МПа.}$$

Усилие P определяем в трех характерных сечениях по длине балки: в середине пролета, на конце длины зоны передачи напряжений l_p и в месте установки монтажных петель.

1. Сечение в середине пролета. Определяем потери предварительного напряжения в арматуре согласно табл. 4:

a) первые потери

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1230}{1295} - 0,1 \right) 1230 = 134 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}$$

(Δt принято равным 65°C , так как отсутствуют точные данные о величине температурного перепада);

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,5}{15\ 000} 1,8 \cdot 10^5 = 42 \text{ МПа}$$

$$(\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3,5 \text{ мм});$$

$\sigma_4 = 0$ (трение арматуры при ее натяжении отсутствует);

$\sigma_5 = 0$ (натяжение производится на упоры стенда).

Определяем предварительное напряжение σ_{01} и усилие P_1 , вычисленные с учетом потерь от σ_1 до σ_5 :

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 1230 - 134 - 81 - 42 = 973 \text{ МПа};$$

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} = 973 \cdot 1132 = 1104 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Эксцентрикситет усилия P_1 равен $e_{0p} = y_{sp} = 426 - 72,5 = 353,5 \text{ мм}$. Для определения потерь от быстронатекающей ползучести находим по формуле (10) напряжение в бетоне σ_{bp} на уровне центра тяжести арматуры S (т. е. при $y = y_{sp} = 353,5 \text{ мм}$), принимая момент от собственного веса балки равным:

$$M = M_w = \frac{q_w l^2}{8} = \frac{3,8 \cdot 11,7^2}{8} = 65 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y}{I_{red}} - \frac{My}{I_{red}} = \frac{1104 \cdot 10^3}{154\ 000} + \frac{1104 \cdot 10^3 \cdot 353,5^2}{15\ 064 \cdot 10^6} -$$

$$- \frac{65 \cdot 10^6 \cdot 353,5}{15\ 064 \cdot 10^6} = 14,8 \text{ МПа.}$$

Согласно поз. 6 табл. 4, $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 25 = 0,875 > 0,8$, принимаем $\alpha = 0,8$. Так как $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14,8}{25} = 0,592 < \alpha = 0,8$, потери от быстронатекающей ползучести равны:

$$\sigma_6 = 34 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34 \cdot 0,592 = 20,1 \text{ МПа.}$$

Аналогично определяем потери от быстронатекающей ползучести на уровне центра тяжести арматуры S' , принимая $y = y'_s = 845 - 426 = 419 \text{ мм}$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{0p}}{I_{red}} y + \frac{My}{I_{red}} = \frac{1104 \cdot 10^3}{154\ 000} - \frac{1104 \cdot 10^3 \cdot 353,5 \cdot 419}{15\ 064 \cdot 10^6} +$$

$$+ \frac{65 \cdot 10^6 \cdot 419}{15\ 064 \cdot 10^6} = -1,9 \text{ МПа} < 0,$$

т. е. на этом уровне напряжение в бетоне растягивающее, поэтому $\sigma_6 = 0$, а следовательно, $\sigma'_s = 0$.

В соответствии с этим напряжение σ_{sp1} с учетом первых потерь и соответствующее усилие обжатия равны:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{spI} - \sigma_6 = 973 - 20,1 = 952,9 \text{ МПа};$$

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} = 953 \cdot 1132 = 1078,8 \text{ кН.}$$

Поскольку $\sigma'_s = 0$, эксцентрикитет усилия P_1 не меняется, т. е. $e_{0p} = y_{sp} = 353,5 \text{ мм}$;

б) *вторые потери* (по поз. 8 и 9 табл. 4): $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$; для определения потерь σ_9 оставляем прежнее отношение $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,59$ (т. е. без учета потерь σ_6). Так как $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,59 < 0,75$, то $\sigma_9 = 128 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 128 \cdot 0,59 = 75,5 \text{ МПа}$.

Таким образом, напряжение σ_{sp} с учетом первых и вторых потерь равно:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_8 - \sigma_9 = 952,9 - 40 - 75,5 = 837,4 \text{ МПа.}$$

Поскольку напряжение в бетоне на уровне арматуры S' остается растягивающим, $\sigma'_s = 0$, тогда:

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} = 837,4 \cdot 1132 = 947,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 947,9 \text{ кН};$$

$$e_{0p} = y_{sp} = 353,5 \text{ мм.}$$

2. Сечение в конце зоны передачи напряжений длиной l_p . Поскольку потери напряжений $\sigma_1 - \sigma_5$ не зависят от места расположения сечения по длине элемента, то σ_{spI} и P_1 в рассматриваемом сечении такие же, как и в середине пролета, т. е. $\sigma_{spI} = 973 \text{ МПа}, P_1 = 1101 \text{ кН}$.

Длину зоны передачи напряжений определяем согласно п. 2.26. Поскольку $R_s = 1080 \text{ МПа} > \sigma_{spI} = 973 \text{ МПа}$, принимаем $\sigma_{tp} = R_s = 1080 \text{ МПа}$. Из табл. 24 при арматуре класса К-7 и $d = 15 \text{ мм}$ имеем $\omega_p = 1,0, \lambda_p = 25$.

Тогда $l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{tp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(1 \frac{1080}{25} + 25 \right) 15 = 1023 \text{ мм.}$

Аналогично определим потери напряжений σ_6 и σ_9 :

$$M_w = \frac{q_w l}{2} x - \frac{q_w x^2}{2} = \frac{3,8 \cdot 11,7}{2} 0,893 - \frac{3,8 \cdot 0,893^2}{2} = 18,34 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $x = 1,023 - 0,13 = 0,893 \text{ м}$ (см. черт. 2);

$$\sigma_{bp} = \frac{1104 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} + \frac{1104 \cdot 10^3 \cdot 353,5^2}{15 \cdot 064 \cdot 10^6} - \frac{18,34 \cdot 10^6 \cdot 353,5}{15 \cdot 064 \cdot 10^6} = 15,85 \text{ МПа.}$$

Так как $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{15,85}{25} = 0,634 < \alpha = 0,8$, то

$$\sigma_6 = 34 \cdot 0,634 = 21,55 \text{ МПа.}$$

Так как $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,634 < 0,75$, то $\sigma_9 = 128 \cdot 0,634 = 81,15 \text{ МПа.}$

Определяем σ_{sp2} при $\sigma_8 = 40 \text{ МПа.}$

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_6 - \sigma_8 - \sigma_9 = 973 - 21,55 - 40 - 81,15 = 830,2 \text{ МПа.}$$

Поскольку момент от собственного веса, сжимающий верхнюю грань, меньше, чем для сечения в середине пролета, бетон на уровне верхней арматуры будет заведомо растянут, отсюда $\sigma'_s = 0$ и тогда:

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} = 830,2 \cdot 1132 = 939,9 \text{ кН;}$$

$$e_{0p} = y_{sp} = 353,5 \text{ мм.}$$

3. Сечение в месте установки монтажной петли. Расчет производим аналогично предыдущему расчету, вводя момент от собственного веса, равный:

$$M_w = \frac{q_w l}{2} x - \frac{q_w x^2}{2} = \frac{3,8 \cdot 11,7}{2} 1,37 - \frac{3,8 \cdot 1,37^2}{2} = 26,9 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $x = 1,5 - 0,13 = 1,37 \text{ м;}$

$$\sigma_{bp} = 16,28 - \frac{26,9 \cdot 10^6 \cdot 353,5}{15 064 \cdot 10^6} = 16,1 \text{ МПа;}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{16,1}{25} = 0,644 < \alpha = 0,8; \quad \sigma_6 = 34 \cdot 0,644 = 21,9 \text{ МПа.}$$

Отсюда $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp1} - \sigma_6 = 973 - 21,9 = 951,1 \text{ МПа;}$

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} = 951,1 \cdot 1132 = 1076,6 \text{ кН.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь P_2 для этого сечения не определяем, поскольку в стадии эксплуатации это сечение не является опасным.

4. Проверка сжимающих напряжений σ_{bp} . Наибольшие сжимающие напряжения σ_{bp} имеют место в сечении, проходящем через конец при опорной зоны длиной l_p , поскольку здесь разгружающее влияние момента M_w наименьшее.

Напряжение σ_{bp} определяем на уровне крайнего нижнего волокна (т. е. при $y = y_0 = 426 \text{ мм}$) при действии усилия P_1 с учетом первых потерь, равного $P_1 = (\sigma_{sp1} - \sigma_6) A_{sp} = (973 - 21,55) 1132 = 1077 \text{ кН:}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y}{I_{red}} - \frac{M_w y}{I_{red}} = \frac{1077 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} +$$

$$+ \frac{1077 \cdot 10^3 \cdot 353,5 \cdot 426}{15 \cdot 064 \cdot 10^6} - \frac{18,34 \cdot 10^6 \cdot 426}{15 \cdot 064 \cdot 10^6} = 17,4 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{17,4}{25} = 0,696,$$

что меньше предельно допустимого значения $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,95$ (см. табл. 7).

III. Расчет по прочности в стадии изготовления

От воздействия усилия P_1 верхняя зона балки растянута, нижняя сжата. В соответствии с этим в данном расчете $A_s = 402 \text{ мм}^2$; $A'_{sp} = 1132 \text{ мм}^2$; $a = 45 \text{ мм}$; $b'_f = 280 \text{ мм}$; $h'_f = 150 + \frac{100}{2} = 200 \text{ мм}$; $a'_p = 72,5 \text{ мм}$; $h_0 = h - a = 890 - 45 = 845 \text{ мм}$.

Расчет производим, согласно пп. 3.44–3.48, для сечения в месте установки монтажной петли, поскольку в этом сечении момент усилия обжатия и момент от собственного веса при подъеме балки растягивают верхнюю зону, т. е. эти моменты суммируются.

Для этого сечения $\sigma_{sp1} = 951,1 \text{ МПа}$ (см. п. II, 3). Поскольку способ наружения механический, коэффициент точности наружения принимаем равным $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$, т. е. $\sigma_{sp1} = 1,1 \cdot 951,1 = 1046 \text{ МПа}$. Тогда $N_p = (\sigma_{sp} - 330)A'_{sp} = (1046 - 330)1132 = 810750 \text{ Н}$. Расчетное сопротивление бетона принимаем по передаточной прочности бетона $R_{bp} = 25 \text{ МПа}$ с учетом коэффициента $\gamma_{b8} = 1,1$ (см. поз. 5 табл. 14), т. е. $R_b^{(p)} = 1,1 \cdot 14,5 = 15,95 \text{ МПа}$.

Так как $R_b^{(p)}b'_f h'_f - R_s A_s = 15,95 \cdot 280 \cdot 200 - 365 \cdot 402 = 746470 \text{ Н} < N_p = 810750 \text{ Н}$, граница сжатой зоны проходит в ребре.

Площадь сечения сжатых свесов равна:

$$A_{ov} = (b'_f - b)h'_f = (280 - 80)200 = 40000 \text{ мм}^2;$$

$$x = \frac{N_p + R_s A_s - R_b^{(p)} A_{ov}}{R_b^{(p)} b} = \frac{810750 + 365 \cdot 402 - 15,95 \cdot 40000}{15,95 \cdot 80} = 250,4 \text{ мм}.$$

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{250,4}{845} = 0,296 < \xi_R = 0,52$ (см. табл. 33), прочность проверяем из условия (133).

Определим момент от собственного веса при подъеме балки, учитывая коэффициент динамичности 1,4 и коэффициент $\gamma_f = 1,1$:

$$M_w = \frac{q_w l_1^2}{2} 1,4 = \frac{3,8 \cdot 1,1 \cdot 1,5^2}{2} 1,4 = 6,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда $e = h_0 - a'_p + \frac{M_w}{N_p} = 845 - 72,5 + \frac{6,58 \cdot 10^6}{810 \cdot 750} = 780,6$ мм;

$$N_p e = 810 \cdot 750 \cdot 780,6 = 632,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b^{(p)} b x (h_0 - 0,5x) + \\ + R_b^{(p)} A_{ov} (h_0 - 0,5h_f') = 15,95 \cdot 80 \cdot 250,4 (845 - 0,5 \cdot 250,4) + \\ + 15,95 \cdot 40 \cdot 000 (845 - 0,5 \cdot 200) = 705,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

IV. Расчет по прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации

Расчет производим для сечения в середине пролета. Так как $M_I = 649 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0,82M_{II} = 0,82 \cdot 703 = 576,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$, согласно п. 3.1, расчет выполняем при расчетном сопротивлении бетона R_b (при $\gamma_{b1} = 1,0$), умноженном на коэффициент $\gamma_{bI} = 0,9 \frac{M_{II}}{M_I} = 0,9 \frac{703}{649} = 0,975$, т. е. при $R_b = 0,975 \cdot 22 = 21,45 \text{ МПа}$, и на действие момента от всех нагрузок $M_{II} = 703 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Из черт. 1 имеем:

$$h_0 = h - a = 890 - 72,5 = 817,5 \text{ мм};$$

$$h_f' = 120 + \frac{100}{2} = 170 \text{ мм};$$

$$b_f' = 280 \text{ мм}, b = 80 \text{ мм}.$$

Проверим условие (37) п. 3.13 при $\gamma_{s6} = 1,0$:

$$R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s' = 21,45 \cdot 280 \cdot 170 + 365 \cdot 402 = \\ = 1168 \cdot 10^3 \text{ Н} < \gamma_{s6} R_s A_{sp} = 1080 \cdot 1132 = 1223 \text{ кН},$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре, и прочность сечения проверяем согласно п. 3.13б:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} - R_b (b_f' - b) h_f' - R_{sc} A_s'}{R_b b h_0} = \\ = \frac{1080 \cdot 1132 - 21,45 (280 - 80) 170 - 365 \cdot 402}{21,45 \cdot 80 \cdot 817,5} = 0,247.$$

Из табл. 26 при $\gamma_{b2} = 1,0$, классе арматуры К-7 и $\frac{\sigma_{sp2}}{R_s} = \frac{753,7}{1080} = 0,698$ (где σ_{sp2} взято из п. II, 1 при $\gamma_{sp} = 0,9$, т. е. $\sigma_{sp2} = 0,9 \cdot 837,4 = 753,7 \text{ МПа}$) находим $\xi_R = 0,38$.

Так как $\xi_1 = 0,247 < \xi_R = 0,38$, определяем коэффициент γ_{s6} по формуле (41), вычисляя

$$\alpha_{ov} = \frac{R_b(b_f' - b)h_f' + R_{sc}A_s'}{R_b b h_0} = \frac{21,45 \cdot 200 \cdot 170 + 365 \cdot 402}{21,45 \cdot 80 \cdot 817,5} = 0,624$$

и $\eta = 1,15$:

$$\gamma_{s6} = \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1)\alpha_{ov}/\xi_R}{1 + 2(\eta - 1)(\xi_1 + \alpha_{ov})/\xi_R} = \frac{1,3 + 0,3(0,624/0,38)}{1 + 0,3(0,247 + 0,624)/0,38} = 1,062.$$

Высота сжатой зоны равна:

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b(b_f' - b)h_f' - R_{sc}A_s'}{R_b b} =$$

$$= \frac{1,062 \cdot 1080 \cdot 1132 - 21,45 \cdot 200 \cdot 170 - 365 \cdot 402}{21,45 \cdot 80} = 246,1 \text{ мм.}$$

Прочность сечения проверяем из условия (39):

$$R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b(b_f' - b)h_f'(h_0 - 0,5h_f') + R_{sc}A_s'(h_0 - a') =$$

$$= 21,45 \cdot 80 \cdot 246,1(817,5 - 0,5 \cdot 246,1) + 21,45 \cdot 200 \cdot 170(817,5 - 0,5 \cdot 170) +$$

$$+ 365 \cdot 402(817,5 - 45) = 940,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 940,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{II} = 703 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность нормального сечения обеспечена.

V. Расчет по прочности наклонных сечений

1. Проверка прочности наклонной полосы между наклонными трещинами в стенке балки. Расчет ведем согласно п. 3.21. Поскольку для сечения у опоры (см. черт. 2, б и в) $Q_1 = 172,3 \text{ кН} < 0,82 Q_{II} = 0,82 \cdot 211,9 = 173,6 \text{ кН}$, согласно п. 3.1, расчетное сопротивление бетона R_b принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1,1$ (т. е. $R_b = 24 \text{ МПа}$) и расчет ведем на действие силы $Q_{II} = 211,9 \text{ кН}$ (уменьшением Q на расстоянии h_0 от опоры пренебрегаем):

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{50,3}{80 \cdot 150} = 0,00419; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^6} = 5,54;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,54 \cdot 0,00419 = 1,116;$$

$$\beta = 0,01 \text{ (так как бетон тяжелый);}$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 24 = 0,76;$$

$$0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,116 \cdot 0,76 \cdot 24 \cdot 80 \cdot 817,5 =$$

$$= 399,4 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{II} = 211,9 \text{ кН},$$

т. е. прочность сжатого бетона стенки обеспечена.

2. Проверка прочности наклонных сечений на действие поперечной силы.
 Проверим наклонное сечение с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до первого груза — $c_1 = 1,35$ м (см. черт. 2, a). Для этого сечения $Q_I = 167$ кН $< 0,82Q_{II} = 0,82 \cdot 206,5 = 169,3$ кН, т. е. расчетное сопротивление бетона также принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1,1 - R_{bt} = 1,55$ МПа, и расчет выполнили на действие силы $Q_{II} = 206,5$ кН.

Из черт. 1 имеем $b'_f - b = 280 - 80 = 200$ мм $< 3h'_f = 3 \cdot 170 = 510$ мм, т. е. свесы учитываем полностью.

Определим значения M_b и Q_b :

$$\varphi_{b2} = 2,0 \text{ (поскольку бетон тяжелый);}$$

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0,75 \frac{200 \cdot 170}{80 \cdot 817,5} = 0,39 < 0,5;$$

$$P = 939,9 \text{ кН (см. п. II, 2), с учетом } \gamma_{sp} = 0,9 \quad P = 0,9 \cdot 939,9 = 845,9 \text{ кН;}$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt}bh_0} = 0,1 \frac{845 \cdot 900}{1,55 \cdot 80 \cdot 817,5} = 0,83 > 0,5.$$

Принимаем $\varphi_n = 0,5$.

Поскольку $1 + \varphi_f + \varphi_n > 1,5$, принимаем $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1,5$;

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,55 \cdot 80 \cdot 817,5^2 = 248,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{248,6}{1,35} = 184,1 \text{ кН.}$$

Значение q_{sw} равно:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{285 \cdot 50,3}{150} = 95,6 \text{ Н/мм} > \frac{Q_{b,min}}{2h_0} =$$

$$= \frac{\varphi_{b3}}{2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1,55 \cdot 80 = 55,8 \text{ Н/мм},$$

т. е. условие (79) выполняется и значение M_b не корректируется;

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{a_{sw}}} = \sqrt{\frac{248,6 \cdot 10^6}{95,6}} = 1613 \text{ мм} = 1,6 \text{ м.}$$

Так как $c_0 = 1,6 \text{ м} > c_1 = 1,35 \text{ м}$, принимаем $c_0 = c_1 = 1,35 \text{ м} < 2n_0 = 2 \cdot 0,8175 = 1,635 \text{ м}$.

Проверяем условие прочности наклонного сечения:

$$Q_b + q_{sw} c_0 = 184,1 \cdot 10^3 + 95,6 \cdot 1350 = 313,2 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{II} = 206,5 \text{ кН},$$

т. е. прочность этого наклонного сечения обеспечена.

Проверяем наклонное сечение с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до второго груза:

$$c_2 = 2,85 \text{ м} > \frac{\varphi_{b_2}}{\varphi_{b_3}} h_0 = \frac{2}{0,6} 0,8175 = 2,72 \text{ м.}$$

Принимаем $c_2 = 2,72 \text{ м.}$

Для этого сечения $Q_I = Q_{II} = 161 \text{ кН}$, т. е. крановая нагрузка не влияет на Q , и, следовательно, расчетное сопротивление бетона принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{b_2} = 0,9$ $R_{bt} = 1,25 \text{ МПа}$. Поскольку коэффициенты φ_{b_2} и $1 + \varphi_f + \varphi_n$ не изменились, уточним только значения M_b и Q_b :

$$M_b = \frac{1,25}{1,55} 248,6 = 200,5 \text{ кН·м}; \quad Q_b = \frac{200,5}{2,72} = 73,7 \text{ кН.}$$

$$\text{Тогда } c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{200,5}{95,6}} = 1,448 \text{ м.}$$

Так как $c_0 = 1,448 \text{ м} < c_2 = 2,85 \text{ м}$ и $c_0 < 2h_0 = 1,635 \text{ м}$, оставляем $c_0 = 1,448 \text{ м}$;

$$Q_b + q_w c_0 = 73,7 \cdot 10^3 + 95,6 \cdot 1448 = 208,8 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_I = 161 \text{ кН,}$$

т. е. прочность любых наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

3. Проверка прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента. Поскольку продольная арматура не имеет по концам специальных анкеров, такая проверка необходима. При этом предполагаем, что условия п. 3.30 не выполняются. Расчет производится согласно пп. 3.31 и 3.33.

Начало наклонного сечения принимаем у грани опоры, т. е. на расстоянии $l_x = 130 + 140 = 270 \text{ мм}$ от торца балки.

Из п. II, 2 имеем $l_p = 1023 \text{ мм}$. Поскольку $l_x < l_p$, расчетное сопротивление продольной арматуры R_s определяем с учетом коэффициента $\gamma_{ss} = \frac{l_x}{l_p} = \frac{270}{1023} = 0,264$, т. е. $R_s = 0,264 \cdot 1080 = 285 \text{ МПа}$. Высоту сжатой зоны x определяем как для прямоугольного сечения, принимая $\gamma_{s6} = 1,0$, $A'_s = 0$ и $b = b_f = 280$:

$$x = \frac{R_s A_{sp}}{R_b b} = \frac{285 \cdot 1132}{22 \cdot 280} = 52,4 \text{ мм} < h_f = 170 \text{ мм.}$$

Тогда $z_s = h_0 - 0,5x = 817,5 - 0,5 \cdot 52,4 = 791,3 \text{ мм.}$

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (99), принимая, что в пределах этого сечения находится только первый груз $F_1 = 39,5 \text{ кН}$, а $q = q_w = 3,8 \cdot 1,1 = 4,18 \text{ кН/м}$:

$$c = \frac{Q - F_1}{q_{sw} + q} = \frac{211,9 - 39,5}{95,6 + 4,18} = 1,73 \text{ м} > 1,35 \text{ м,}$$

при этом $c < 2,85 \text{ м}$, т. е. действительно первый груз находится в пределах наклонного сечения, а второй — вне его.

Расчетный момент определяем в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения, т. е. на расстоянии $1,73 + 0,14 = 1,87 \text{ м}$ от точки приложения опорной реакции (см. черт. 2, а):

$$M = 211,9 \cdot 1,87 - \frac{4,18 \cdot 1,87^2}{2} - 39,5 (1,87 - 1,35) = 368,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Проверяем условие прочности:

$$\begin{aligned} R_s A_{sp} z_s + 0,5 q_{sw} c^2 &= 285 \cdot 1132 \cdot 791,3 + 0,5 \cdot 95,6 \cdot 1730^2 = \\ &= 398,35 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} > M = 368,4 \text{ кН}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

т. е. прочность наклонных сечений по моменту обеспечена.

VI. Расчет по образованию нормальных трещин

Рассмотрим сечение в середине пролета. Так как нижняя (растянутая) зона балки армирована канатами класса К-7 при диаметре проволоки $15/3 = 5 \text{ мм} > 3 \text{ мм}$, а балка эксплуатируется в слабоагрессивной среде, то, согласно табл. 9 СНиП 2.03.11-85, к этой зоне предъявляются требования по трещиностойкости 2-й категории. Поэтому, согласно табл. 2, расчет производим на действие всех нагрузок при коэффициенте $\gamma_f > 1,0$, т. е. на действие момента $M_{II} = 703 \text{ кН}\cdot\text{м}$; при этом усилие обжатия вводится с коэффициентом точности натяжения $\gamma_{sp} < 1,0$. Согласно п. 1.18, $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$.

Сначала проверим образование в этом сечении начальных (верхних) трещин в стадии изготовления согласно п. 4.5, используя тот же коэффициент γ_{sp} , что и при проверке нижних трещин, т. е. $\gamma_{sp} = 0,9$.

Согласно п. II, 1а, имеем $P_1 = 1078,8 \text{ кН}$, а с учетом $\gamma_{sp} - P_1 = 0,9 \cdot 1078,8 = = 970,9 \text{ кН}$ и $e_{op} = y_{sp} = 353,5 \text{ мм}$.

Поскольку момент от собственного веса балки в этом сечении сжимает верхнюю грань, определим его минимальное значение, т. е. при подъеме балки без учета коэффициента динамичности:

$$M_w = \frac{q_w l_2^2}{8} - \frac{q_w l_1^2}{2} = \frac{3,8 \cdot 9^2}{8} - \frac{3,8 \cdot 1,5^2}{2} = 34,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $l_2 = l - 2l_1 = 12 - 2 \cdot 1,5 = 9 \text{ м}$.

Моменты сопротивления сечения соответственно для нижнего и верхнего волокон равны:

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{15\,065 \cdot 10^6}{426} = 35,36 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{15\,065 \cdot 10^6}{890 - 426} = 32,47 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Максимальное напряжение бетона в стадии изготовления

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op} - M_w}{W_{red}^{inf}} = \frac{970,9 \cdot 10^6}{154 \cdot 10^3} -$$

$$-\frac{970,9 \cdot 10^3 \cdot 353,5 - 34,2 \cdot 10^6}{35,36 \cdot 10^6} = 15,04 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}^{(p)}} = 1,6 - \frac{15,04}{18,5} = 0,787 > 0,7, \text{ оставляем } \varphi = 0,787;$$

$$r_{inf} = \varphi \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = 0,787 \frac{32,47 \cdot 10^6}{154 \cdot 10^3} = 165,9 \text{ мм.}$$

Из табл. 38 при $\frac{b_f'}{b} = \frac{b_f}{b} = \frac{280}{80} = 3,5 < 4$ и при $3 < \frac{b_f'}{b} < 8$ находим

$$\gamma = 1,5. \text{ Тогда } W_{pl}^{sup} = \gamma W_{red}^{sup} = 1,5 \cdot 32,47 \cdot 10^6 = 48,7 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Проверяем условие (178), принимая $M_r = M_w = 34,2 \text{ кН}\cdot\text{м}:$

$$\begin{aligned} P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_r &= 970,9 \cdot 10^3 (353,5 - 165,9) - 34,2 \cdot 10^6 = \\ &= 147,9 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{м} > R_{bt,ser}^{(p)} W_{pl}^{sup} = 1,6 \cdot 48,7 \cdot 10^6 = 77,92 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}, \end{aligned}$$

т. е. верхние трещины в середине пролета образуются, и, следовательно, значение момента M_{crc} определяем с учетом коэффициента θ :

$$\varphi_m = \frac{R_{bt}^{(p)} W_{pl}^{sup}}{P_1(e_{op} - r_{inf}) - M_r} = \frac{77,92}{147,9} = 0,527 > 0,45;$$

$$\delta = \frac{y_0}{h - y_0} \cdot \frac{A_{sp}}{A_{sp} + A_s} = \frac{426}{890 - 426} \cdot \frac{1132}{1132 + 402} = 0,678.$$

Поскольку напрягаемая арматура проволочная, снижаем δ на 15 %, т. е. $\delta = 0,678 \cdot 0,85 = 0,576 < 1,4$;

$$\theta = 1 - (1,5 - 0,9/\delta)(1 - \varphi_m) = 1 - (1,5 - 0,9/0,576)(1 - 0,527) = 1,03 > 1,0.$$

Принимаем $\theta = 1,0$, т. е. влияние верхних трещин не учитывается.

Согласно пп. 4.2 и 4.3, определим момент сопротивления сечения относительно нижнего волокна W_{pl}^{inf} и момент обжатия M_{tp} относительно верхней ядревой точки.

Из табл. 38 при $\frac{b_f'}{b} = \frac{b_f}{b} = \frac{280}{80} = 3,5 < 4$ и $3 < \frac{b_f'}{b} < 8$ находим $\gamma = 1,5$.

$$\text{Тогда } W_{pl}^{inf} = \gamma W_{red}^{inf} = 1,5 \cdot 35,36 \cdot 10^6 = 53,04 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Согласно п. II, 1б, имеем $P_2 = 947,9 \text{ кН}$, а с учетом $\gamma_{sp} = 0,9 - P_2 = 0,9 \cdot 947,9 = 853,1 \text{ кН}$ и $e_{op} = 353,5$.

Максимальное напряжение в бетоне в стадии эксплуатации при $M = 703 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$\sigma_{b,max} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M - P_2 e_{op}}{W_{red}^{sup}} = \frac{853,1 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} +$$

$$+ \frac{703 \cdot 10^6 - 853 \cdot 10^3 \cdot 353,5}{32,47 \cdot 10^6} = 17,9 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{b,max}}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{17,9}{29} = 0,983 < 1,0;$$

$$r_{sup} = \varphi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = 0,983 \frac{35360 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} = 225,6 \text{ мм.}$$

Тогда $M_{rp} = P_2 (e_{op} + r_{sup}) = 853,1 \cdot 10^3 (353,5 + 225,6) = 494,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$

Вычисляем значение M_{crc} :

$$M_{crc} = \theta (R_{bt,ser} W_{pl}^{inf} + M_{rp}) = 2,153,04 + 494,1 =$$

$$= 111,4 + 494,1 = 605,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{II} = 703 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т. е. нижние трещины образуются, и поэтому при действии постоянных и длительных нагрузок требуется проверка по их закрытию, а при действии всех нагрузок – проверка ширины их раскрытия.

Поскольку верхние трещины в середине пролета образуются в стадии изготовления, они тем более образуются в месте монтажных петель при подъеме, поэтому в этом сечении необходима проверка ширины раскрытия верхних трещин.

VII. Расчет по раскрытию нормальных трещин в стадии эксплуатации

Поскольку требования к трещиностойкости нижней зоны балки 2-й категории, ширина раскрытия нормальных трещин определяется от непрородолжительного действия всех нагрузок при коэффициентах $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$. Момент в середине пролета от таких нагрузок равен 560 кН·м.

Согласно п. II, 16, $P_2 = 947,9$ кН. Поскольку $\theta = 1$ (см. п. VI), оставляем $P_2 = 947,9$ кН.

Определим значение M_{rp} , принимая $\varphi = 1$, т. е. $r_{sup} = \varphi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = 1 \frac{35360 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} = 230 \text{ мм.}$

$$M_{rp} = P_2 (e_{op} + r_{sup}) = 947,9 (0,3535 + 0,23) = 552,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Тогда при $R_{bt,ser} W_{pl}^{inf} = 111,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (см. п. VI) имеем

$$M_{crc} = 111,4 + 552,7 = 664,1 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{tot} = 560 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, значение σ_s определяем по формуле (208), вычисляя $\sigma_{s,crc}$ с заменой M на $M_{rp} = 552,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

Так как $350A_{sp} = 350 \cdot 1132 = 396 \cdot 10^3$ Н $< P_2 = 947,9$ кН, значение $\sigma_{s,crc}$ определим по упрощенной формуле (209). При этом, поскольку $e_{op} = y_{sp}$, $e_{sp} = 0$ и тогда $M_s = M_{crc} = 664,1$ кН · м:

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{1132}{80 \cdot 817,5} = 0,0173; \alpha = \alpha_p = 5,55; \mu\alpha = 0,0173 \cdot 5,55 = 0,096;$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)h_f' + \frac{\alpha A_s'}{0,9}}{bh_0} = \frac{(280 - 80)170 + \frac{6,15 \cdot 402}{0,9}}{80 \cdot 817,5} = 0,562;$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{M_s}{P_2 h_0} = \frac{664,1 \cdot 10^6}{947,9 \cdot 10^3 \cdot 817,5} = 0,857.$$

Для определения коэффициента φ_{crc} по табл. 40 принимаем ближайшие табличные значения: $\varphi_f = 0,5$, $\mu\alpha = 0,1$, тогда при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 0,8$ $\varphi_{crc} = 0,04$, а при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 0,9$ $\varphi_{crc} = 0,12$; при $\frac{e_{s,tot}}{h_0} = 0,857$

$$\varphi_{crc} = 0,04 + (0,12 - 0,04) \frac{0,857 - 0,8}{0,9 - 0,8} = 0,086;$$

$$\sigma_{crc} = \frac{M_s}{A_{sp}h_0} \varphi_{crc} = \frac{664,1 \cdot 10^6}{1132 \cdot 817,5} 0,086 = 61,43 \text{ МПа.}$$

Тогда, принимая $M_r = M_{tot} = 560$ кН · м, имеем

$$\sigma_s = \sigma_{crc} \frac{M_r - M_{rp}}{M_{crc} - M_{rp}} = 61,43 \frac{560 - 552,7}{664,1 - 552,7} = 4,03 \text{ МПа.}$$

Для определения σ_s на уровне нижнего ряда растянутой арматуры находим коэффициент δ_n , принимая $x = 0,5h_0 = 0,5 \cdot 817,5 = 410$ мм, $a_2 = 50$ мм:

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a} = \frac{890 - 410 - 50}{890 - 410 - 72,5} = 1,055;$$

$$\sigma_s = 4,03 \cdot 1,055 = 4,25 \text{ МПа.}$$

Принимая размеры нижней полки равными $b_f = 280$ мм и $h_f = 150 + 100/2 = 200$ мм, определим:

$$\bar{\mu} = \frac{A_{sp}}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \frac{1132}{80 \cdot 817,5 + (280 - 80)(200 - 72,5)} = 0,0124 < 0,02; \delta = 1,0; \varphi_f = 1,0; \eta = 1,2 \text{ (как для арматуры класса К-7), } d = 15 \text{ мм;}$$

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

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{4,25}{1,8 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,0124) \sqrt[3]{15} = 0,003 \text{ мм},$$

что меньше допускаемого значения $a_{crc_1} = 0,1 \text{ мм}$ (см. табл. 9 СНиП 2.03.11-85).

VIII. Расчет по закрытию нормальных трещин

Проверяем условие (218) при действии постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте $\gamma_f = 1,0$. Момент в середине пролета от этих нагрузок равен $M = M_l = 475 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Усилие обжатия P_2 принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{sp} = 0,90$, т. е. $P_2 = 853,1 \text{ кН}$ (см. п. VI). Поскольку $1,16 > 1,0$, оставляем $P_2 = 853,1 \text{ кН}$. Значение r принимаем равным $r_{sup} = 230 \text{ мм}$ из п. VII, так как $\varphi = 1$; при этом $W_{red} = 35,36 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$; $e_{op} = y_{sp} = 353,5 \text{ мм}$; $P_2(e_{op} + r) - 0,5W_{red} = 853,1 \cdot 10^3 (353,5 + 230) - 0,5 \times 35,36 \cdot 10^6 = 479,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M = 475 \text{ кН} \cdot \text{м}$, т. е. условие (218) выполняется. Это означает, что напряжения сжатия на нижней грани балки более 0,5 МПа.

Проверяем условие (217) при действии всех нагрузок при коэффициентах $\gamma_f = 1,0$ и $\gamma_{sp} = 1,0$. Тогда для сечения в середине пролета имеем $\sigma_{sp2} = 837,4 \text{ МПа}$ (см. п. II, 16) и $\sigma_s = 4,25 \text{ МПа}$ (см. п. VII). Поскольку $\theta = 1$, оставляем $\sigma_{sp2} = 837,4 \text{ МПа}$: $\sigma_{sp2} + \sigma_s = 837,4 + 4,25 = 841,7 \text{ МПа} \leq 0,8R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1295 = 1036 \text{ МПа}$, т. е. условие (217) тоже выполняется, что означает отсутствие необратимых деформаций в арматуре.

Таким образом, при действии постоянных и длительных нагрузок трещины в нижней зоне надежно закрыты.

IX. Расчет по раскрытию трещин в стадии изготовления

Расчет производим для сечения в месте расположения монтажной петли. Согласно п. III, для этого сечения имеем: $A_s = 402 \text{ мм}^2$ ($2 \varnothing 16$), $A_{sp} = 1132 \text{ мм}^2$; $b_f = b_f = 280 \text{ мм}$; $h_f = 200 \text{ мм}$; $h_f = 170 \text{ мм}$; $a'_p = 72,5 \text{ мм}$; $h_0 = 845 \text{ мм}$.

Расчет ведем на действие усилия обжатия P_1 при $\gamma_{sp} = 1,0$, т. е. $P_1 = 1076,6 \text{ кН}$ (см. п. II, 3) и на действие момента от собственного веса пли- ты при подъеме:

$$M_w = \frac{3,8 \cdot 1,5^2}{2} 1,4 = 5,98 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определяем напряжение в верхней арматуре, вычислив:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha_p A'_{sp}}{0,9}}{bh_0} = \frac{(280 - 80)200 + \frac{5,55 \cdot 1132}{0,9}}{80 \cdot 845} = 0,695;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0} \right) = 0,695 \left(1 - \frac{200}{2 \cdot 845} \right) = 0,613;$$

$$e_{sp} = e_{0p} + h_0 - y_0 = 353,5 + 845 - 426 = 772,5 \text{ мм};$$

$$M_s = P_1 e_{sp} + M_w = 1076,6 \cdot 10^3 \cdot 772,5 + 5,98 \cdot 10^6 = 837,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{M_s}{P_1 h_0} = \frac{837,7 \cdot 10^6}{1076,6 \cdot 10^3 \cdot 845} = 0,921;$$

$$\delta = \frac{M_s}{bh_0^2 R_{b,ser}^{(p)}} = \frac{837,7 \cdot 10^6}{80 \cdot 845^2 \cdot 18,5} = 0,793;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s \alpha_s}{bh_0} = \frac{402 \cdot 6,15}{80 \cdot 845} = 0,0366;$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,793 + 0,613)}{10 \cdot 0,0366}} + \frac{1,5 + 0,695}{11,5 \cdot 0,921 - 5} = \end{aligned}$$

$$= 0,435 > \frac{h_f'}{h_0} = \frac{200}{845} = 0,237;$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 845 \left[1 - \frac{0,237 \cdot 0,695 + 0,435^2}{2(0,695 + 0,435)} \right] = 713 \text{ мм.}$$

Отсюда

$$\sigma_s = \frac{P_1 (e_{sp} - z) + M_w}{A_s z} = \frac{1076,6 \cdot 10^3 (772,5 - 713) + 5,98 \cdot 10^6}{402 \cdot 713} = 244,4 \text{ МПа};$$

$$\bar{\mu} = \frac{A_s}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} = \frac{402}{80 \cdot 845 + (280 - 80)(170 - 45)} = 0,0043.$$

Определим ширину раскрытия верхних трещин, принимая $\delta = 1,0$, $\varphi_f = 1,0$, $\eta = 1,0$ и $d = 16 \text{ мм.}$

$$\begin{aligned} a_{crc} &= \delta \varphi_f \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100 \bar{\mu}) \sqrt[3]{d} = \\ &= 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{244,4}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,0043) \sqrt[3]{16} = 0,189 \text{ мм}, \end{aligned}$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc1} = 0,4$ мм. В том же сечении определим глубину верхних трещин, приняв

$$W_{pl}^{sup} = 48,7 \cdot 10^6 \text{ мм}^2 \text{ и } r_{inf} = 155,8 \text{ мм (см. п. VI):}$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bl,ser}^{(p)} W_{pl}^{sup}}{P_1 (e_{op} - r_{inf}) + M_w} = \frac{1,6 \cdot 48,7 \cdot 10^6}{1076,6 \cdot 10^3 (353,5 - 155,8) + 5,98 \cdot 10^6} = 0,356;$$

$h_{crc} = h - (1,2 + \varphi_m) \xi h_0 = 890 - (1,2 + 0,356) 0,435 \cdot 845 = 318$ мм, что меньше $0,5h = 0,5 \cdot 890 = 445$ мм.

X. Расчет по образованию наклонных трещин

Для проверки отсутствия трещин в пределах зоны передачи напряжений в соответствии с п. 1.11 проверим образование наклонных трещин на уровне центра тяжести сечения как наиболее опасном. При этом учитываем все нагрузки при $\gamma_f = 1,0$ (см. черт. 2, 2) и усилие обжатия P_2 при $\gamma_{sp} = 0,9$.

Уточним длину l_p , определенную в п. II, 2, принимая $\sigma_{st} = \sigma_{sp1} = 973$ МПа:

$$l_p = \left(\frac{973}{25} + 25 \right) 15 = 959 \text{ мм.}$$

Усилие P_2 в конце длины зоны передачи напряжений, согласно п. II, 2, равно $P_2 = 939,9$ кН, а с учетом $\gamma_{sp} = 0,9 - P_2 = 0,9 \cdot 939,9 = 845,9$ кН.

Рассмотрим поперечные сечения на границе опорного уширения (сечение I—I, см. черт. 2) и в конце длины зоны передачи напряжения l_p (сечение II—II).

Сечение I—I.

Это сечение отстоит от торца балки на расстоянии $l_x = 450$ мм. Тогда

$$P_2 = 845,9 \frac{l_x}{l_p} = 845,9 \frac{450}{959} = 396,9 \text{ кН.}$$

Напряжение σ_x на уровне центра тяжести сечения, т. е. при $y = 0$, равно:

$$\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}} = \frac{396,9 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} = 2,58 \text{ МПа.}$$

Определим напряжение $\sigma_{y,loc}$ от местного действия опорной реакции $F = Q_{max} = 169,3$ кН:

$$x = 450 - 130 = 320 \text{ мм (см. черт. 2, a); } y = y_0 = 426 \text{ мм;}$$

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{320}{890} = 0,36; \quad \beta = \frac{y}{h} = \frac{426}{890} = 0,479.$$

Из табл. 39 находим $\varphi_y = 0,314$. Тогда $\sigma_{y,loc} = \varphi_y \frac{F}{bh} = 0,314 \frac{169,3 \cdot 10^3}{80 \cdot 890} = 0,747$ МПа. Поскольку напрягаемая поперечная арматура отсутствует, то $\sigma_y = \sigma_{y,loc} = 0,747$ МПа.

Поперечная сила в сечении I–I равна:

$$Q = 169,3 - \frac{320}{1350} (169,3 - 164,4) = 168,1 \text{ кН};$$

$$S_{red} = \frac{80 \cdot 464^2}{2} + 200 \cdot 120 \left(464 - \frac{120}{2} \right) + 2 \cdot 0,5 \cdot 100 \cdot 100 \left(464 - 120 - \frac{100}{3} \right) + 6,15 \cdot 402 (464 - 45) = 23\,490 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{I_{red} b} = \frac{168,1 \cdot 10^3 \cdot 23\,490 \cdot 10^3}{15\,064 \cdot 10^6 \cdot 80} = 3,28 \text{ МПа.}$$

Определяем главные растягивающие и сжимающие напряжения:

$$\sigma_{mt} = \mp \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{2} + \tau_{xy}^2} = \mp \frac{2,58 + 0,747}{2} + \sqrt{\frac{(2,58 - 0,747)^2}{2} + 3,28^2} = (\mp 1,66 + 3,41) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt} = -1,66 + 3,41 = 1,75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc} = 1,66 + 3,41 = 5,07 \text{ МПа};$$

$$\alpha_b = 0,01; \alpha_b B = 0,01 \cdot 40 = 0,4 > 0,3;$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{bt,ser}}}{0,2 + \alpha_b B} = \frac{1 - 5,07/29}{0,2 + 0,4} = 1,37 > 1,0.$$

Принимаем $\gamma_{b4} = 1,0$. Тогда $\gamma_{b4} R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа} > \sigma_{mt} = 1,75 \text{ МПа}$, т. е. наклонные трещины не образуются.

Сечение II–II.

Производим аналогичный расчет. В этом сечении $l_x = l_p$ и, следовательно, $P_2 = 845,9 \text{ кН}$:

$$\sigma_x = \frac{845,9 \cdot 10^3}{154 \cdot 10^3} = 5,49 \text{ МПа.}$$

Расстояние сечения II–II от опорной реакции равно $x = 959 - 130 = 829 \text{ мм} > 0,7h = 0,7 \cdot 890 = 623 \text{ мм}$, следовательно, не учитываем местное действие опорной реакции.

Расстояние сечения II–II от первого груза равно $x = 1350 - 829 = 521 \text{ мм} < 0,7h = 623 \text{ мм}$, следовательно, учитываем местное действие первого груза $F_1 = 32,7 \text{ кН}, y = h - y_0 = 890 - 426 = 464 \text{ мм}$;

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{521}{890} = 0,585; \quad \beta = \frac{y}{h} = \frac{464}{890} = 0,521.$$

Из табл. 39 находим $\varphi_y = 0,05$. Тогда

$$\sigma_{y,loc} = \sigma_y = 0,05 \frac{31\,100}{80 \cdot 890} = 0,022 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в сечении II-II равна:

$$Q = 169,3 - \frac{829}{1350} (169,3 - 164,3) = 166,3 \text{ кН;}$$

$$\tau_{xy} = \frac{166,3 \cdot 10^3 \cdot 23\,490 \cdot 10^3}{15\,064 \cdot 10^6 \cdot 80} = 3,24 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mt} = \mp \frac{5,49 + 0,022}{2} + \sqrt{\left(\frac{5,49 - 0,022}{2}\right)^2 + 3,24^2} = (\mp 2,76 + 4,24) \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mt} = -2,76 + 4,24 = 1,48 \text{ МПа; } \sigma_{mc} = 2,76 + 4,24 = 7 \text{ МПа;}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 7/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,26 > 1,0.$$

Тогда $\gamma_{b4} R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа} > \sigma_{mt} = 1,48 \text{ МПа}$, т. е. трещины не образуются.

Таким образом, в пределах длины передачи напряжений трещины не образуются, что обеспечивает надежную анкеровку напрягаемой арматуры.

Поскольку стенка балки армирована только поперечной арматурой класса А-III, к ней предъявляются требования по трещиностойкости 3-й категории, и, следовательно, расчет по раскрытию наклонных трещин производится лишь при образовании наклонных трещин от действия всех нагрузок при $\gamma_f = 1,0$ и усилия обжатия P при $\gamma_{sp} = 1,0$. В данном случае при действии таких нагрузок наклонные трещины будут отсутствовать не только в пределах зоны передачи напряжений, но и во всей балке, так как в более удаленных от опоры сечениях значения Q , а следовательно, и τ_{xy} и σ_{mt} будут меньшими, чем в сечении II-II. Таким образом, расчет по раскрытию наклонных трещин не производим.

XI. Расчет по деформациям

Поскольку момент в середине пролета от всех нагрузок при $\gamma_f = 1,0$, равный $M_{tot} = 560 \text{ кН} \cdot \text{м}$, не превышает момента $M_{crc} = 664 \text{ кН} \cdot \text{м}$, определенного в п. VII при $\gamma_{sp} = 1,0$, кривизны определяем как для сплошного тела.

Поскольку прогиб балки ограничивается только эстетическими требованиями, расчет производим на действие постоянных и длительных нагрузок при $\gamma_f = 1,0$. Момент в середине пролета от таких нагрузок равен $M_l = 475 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Принимая $\varphi_{b2} = 2,0$ (см. табл. 41), $\varphi_{b1} = 0,85$, усилие обжатия (из п. II, 2 б) при $\gamma_{sp} = 1$ равным $P_2 = 947,9$ кН и $e_{0p} = 353,5$ мм, определим кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{475 \cdot 10^6 \cdot 2}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 15064 \cdot 10^6} = 0,228 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{0p}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{947,9 \cdot 10^3 \cdot 353,5}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 15064 \cdot 10^6} = 0,0805 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

Согласно п. II, 1а и б, определим $\sigma_{sb} = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 21 + 40 + 75,5 = 136,5$ МПа и $\sigma'_{sb} = \sigma'_s = 0$.

Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\epsilon_b - \epsilon'_b}{h_0} = \frac{\sigma_{sb}}{2 \cdot 10^5 h_0} = \frac{136,5}{2 \cdot 10^5 \cdot 817,5} = 0,0835 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.}$$

В связи с образованием в сжатой зоне начальных трещин (см. п. VI) кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ увеличиваем на 15 %, а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — на 25 %:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = 1,15 \cdot 0,228 \cdot 10^{-5} = 0,262 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = 1,15 \cdot 0,0805 \cdot 10^{-5} = 0,0926 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = 1,25 \cdot 0,0835 \cdot 10^{-5} = 0,1044 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм};$$

при этом, поскольку $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0,0926 + 0,1044) \cdot 10^{-5} = 0,197 \times 10^{-5} \text{ 1/мм} > \left(\frac{1}{r}\right)_3 \varphi_{b2} = 0,0926 \cdot 10^{-5} \cdot 2 = 0,185 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм}$, сумму $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ не корректируем.

Полная кривизна в середине пролета балки равна:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_m &= \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right] = (0,262 - 0,197) \cdot 10^{-5} = \\ &= 0,065 \cdot 10^{-5} \text{ 1/мм.} \end{aligned}$$

Условно принимая всю нагрузку как равномерно распределенную ($\rho_m = \frac{5}{48}$), определим прогиб по формуле (269):

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m l^2 = 0,065 \cdot 10^{-5} \frac{5}{48} 11700^2 = 9,27 \text{ мм.}$$

Поскольку $l/h = 11,7/0,89 = 13,1 > 10$, влияние деформаций сдвига не учитываем. Предельно допустимый прогиб для балок покрытия равен $\frac{l}{250} = \frac{11700}{250} = 46,8$ мм, что значительно превышает вычисленное значение $f = 9,27$ мм.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

СОРТАМЕНТ АРМАТУРЫ

Таблица 1

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и проволоки, мм^2 , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Диаметры для	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		проводки	стержневой арматуры
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	+	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	+	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	-	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	-	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	-	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	-	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	-	+
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	-	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	-	+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	-	+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,83	-	+
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	-	+
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	-	+
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	-	+

П р и м е ч а н и я : 1. Номинальный диаметр стержней для арматуры периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.

2. Знак „+“ определяет наличие диаметра в сортаменте; диапазоны диаметров для различных классов стержневой арматуры и проволоки приведены в табл. 17.

3. Для проволоки класса Вр-І теоретическая масса 1 м при диаметрах 3, 4 и 5 мм принимается соответственно равной 0,052, 0,092 и 0,144 кг.

Таблица 2

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм^2 , при их числе				
			1	2	3	4	5
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5
	9	0,402	51	102	153	204	255
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708
К-19	14,2	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5

Продолжение табл. 2

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм^2 , при их числе			
			6	7	8	9
К-7	6	0,173	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	306	357	408	459
	12	0,714	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14,2	1,014	772,2	900,9	1029,6	1158,3

П р и м е ч а н и е . Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

УСИЛИЯ ОТ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК
И ВОЗДЕЙСТВИЙ В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА

M – изгибающий момент или момент внешних сил относительно центра тяжести приведенного сечения;

N – продольная сила;

Q – поперечная сила;

T – крутящий момент;

M_{sh}, *M_l* – изгибающие моменты соответственно от кратковременных нагрузок;

M_{tot} – изгибающие моменты соответственно от постоянных и длительных нагрузок, от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок, включая постоянные, длительные и кратковременные.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЭЛЕМЕНТА

P – усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (8), с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

P_1 , P_2 – то же, с учетом соответственно первых и всех потерь напряжений;

σ_{sp} , σ'_{sp} – предварительные напряжения соответственно в напрягаемой арматуре S и S' до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры) или в момент снижения величины предварительного напряжения в бетоне до нуля воздействием на элемент внешних фактических или условных сил, определяемые, согласно указаниям пп. 1.15, 1.19 и 1.20, с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

σ_{sp1} , – напряжения σ_{sp} с учетом соответственно первых и всех потерь;

σ_{sp2}

σ_{bp} – скимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые, согласно пп. 1.21 и 1.22, с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элементов;

γ_{sp} – коэффициент точности натяжения арматуры, определяемый согласно указаниям п. 1.18.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

R_b , – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt,ser}$, – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_{bp} – передаточная прочность бетона, назначаемая согласно указаниям п. 2.3;

$R_b^{(p)}$, – расчетные сопротивления бетона соответственно R_b , $R_{bt,ser}$ и $R_{bt,ser}^{(p)}$, $R_{b,ser}$ при классе бетона, равном передаточной прочности $R_{b,ser}^{(p)}$ R_{bp} ;

R_s , – расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{s,ser}$ – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению, определяемое согласно указаниям п. 2.25;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры;

α – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА

S – обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в растянутой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов – расположенной у более растянутой грани сечения;

S' – обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов – расположенной у менее растянутой грани сечения.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

b – ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b'_f – ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h'_f – высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

D – диаметр кольцевого или круглого сечения;

A_{sp}, A'_{sp} – площадь сечений напрягаемой части арматуры соответственно S и S' ;

A_s, A'_s – площадь сечения ненапрягаемой части арматуры соответственно S и S' ;

a – расстояние от равнодействующих усилий в арматуре S до ближайшей грани;

a' – расстояние от равнодействующей предельных растягивающих усилий в арматуре S' до ближайшей грани;

a'_s, a'_p – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно площадью A'_s и A'_{sp} до ближайшей грани;

h_0 – рабочая высота сечения, равная $h - a$;

x – высота сжатой зоны бетона;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная x/h_0 ;

s – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

- e_0 – эксцентризитет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, равный M/N и определяемый в соответствии с указаниями п. 3.35;
- e_{0p} – эксцентризитет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.19;
- $e_{0, tot}$ – эксцентризитет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения;
- e , e' – расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' ;
- e_s , e_{sp} – расстояние соответственно от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия P до центра тяжести сечения арматуры S ;
- l – пролет элемента;
- l_0 – расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей силы;
- i – радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;
- d – номинальный диаметр стержней арматурной стали;
- A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;
- $A_{s, inc}$ – площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;
- μ – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного элемента $b h_0$ без учета свесов сжатых и растянутых полок;
- A – площадь всего бетона в поперечном сечении;
- A_{red} – площадь приведенного сечения элемента, определяемая в соответствии с указаниями п. 1.21;
- I – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;
- I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.21.

ИНДЕКСЫ БУКВЕННЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

Однобуквенные индексы

- a – *accidental* (случайный);
 b – *beton* (бетон, сжатый бетон);
 c – *compressive* (сжатие);

e – eccentricity (эксцентризитет);
f – flange (полка балки);
f – force (нагрузка);
l – long (длительный);
l – left (левый);
m – middle (средний);
m – moment (момент),
m – main (главный);
n – normative (нормативный);
n – normal [продольная (нормальная) сила];
p – prestress (усилие обжатия, предварительное напряжение);
R – расчетное сопротивление ;
r – right (правый);
r – ядерная точка (расположенная на расстоянии *r* от центра тяжести);
s – steel (сталь, арматура);
t – tension (растяжение);
t – torsion (кручение);
u – ultimate (предельный);
w – web (ребро или стенка балки).

Двух- и трехбуквенные индексы

an – anchoring (анкеровка);
cir – circular (кольцевой);
cr – critical (критический);
crc – cracking (трещинообразование, трещина);
el – elastic (упругий);
ext – extern (внешний, наружный);
inc – incline (наклонный, отогнутый);
inf – inferior (нижний);
ov – overhang (свес полки);
pl – plastic (пластичный, неупругий);
red – reduction (приведенный);
ser – service (эксплуатационный);
sh – short (кратковременный);
sup – super (верхний);
tot – total (суммарный, полный).

П р и м е ч а н и е . Двух- и трехбуквенные индексы отделяются от других индексов запятой. Однобуквенные индексы запятой не отделяются.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы	3
Расчет железобетонных элементов по образованию трещин	3
Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента	3
Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента	12
Примеры расчета	17
Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	27
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента	27
Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента	39
Примеры расчета	40
Расчет железобетонных элементов по закрытию трещин	54
Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента	54
Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента	55
Примеры расчета	56
Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям	57
Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне	57
Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне	60
Определение прогибов	68
Определение продольных деформаций	71
Приближенные методы расчета по деформациям	74
Определение кривизны	76
Определение прогибов	81
Примеры расчета	85
5. Конструктивные требования	95
Общие требования	95
Габариты и очертания элементов конструкций	96
Защитный слой бетона	99
Минимальные расстояния между стержнями арматуры	101
Анкеровка арматуры	103
Анкеровка напрягаемой арматуры	103
Анкеровка ненапрягаемой арматуры	106
Указания по армированию железобетонных элементов	107
Продольное армирование элементов	107
Поперечное армирование элементов	109
Армирование концов предварительно напряженных элементов	111
Сварные соединения арматуры	114
Отдельные указания по конструированию	115
Приложение 1. Комплексный пример расчета балки покрытия	117
Приложение 2. Сортамент арматуры	138
Приложение 3. Основные буквенные обозначения	139

**ЦНИИПРОМЗДАНИЙ ГОССТРОЯ СССР,
НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР**

**ПОСОБИЕ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛЫХ И ЛЕГКИХ БЕТОНОВ
(К СНиП 2.03.01-84). Ч. II**

Подготовлено к изданию Центральным институтом типового проектирования
(ЦИТИ) Госстроя СССР

Ответственные за выпуск: *Л.Н. Шитова, Л.Р. Савченко*
Исполнители: *А.В. Федина, Г.Н. Каляпина, Н.Г. Новак, О.Л. Герасимова, О.С. Гусева,
В.С. Муксинярова, Е.В. Хасаншина, С.И. Гладких, Ю.И. Никитская*

Подписано в печать 8.08.86. Форм. 60×84¹/₁₆ Бумага книжно журнальная
Печать высокая. Набор машинописный.
Печ. л. 9,00. Усл. печ. л. 8,37. Усл. кр.-отт. 8,60. Уч.-изд. л. 8,41.
Тираж 83 000 экз. Заказ № 427. Цена 55 коп.

Отпечатано в типографии Прейскурантиздата
125438, Москва, Пакгаузное ш., 1

Шифр подписки 50.2.03

Цена 55 коп.

КЛАССИФИКАТОР СТРОИТЕЛЬНЫХ НОРМ И ПРАВИЛ

Настоящий Классификатор устанавливает разделение строительных норм и правил на 5 частей, каждая из которых делится на группы.

Классификатор предназначен для установления состава и обозначения (шифра) строительных норм и правил.

Шифр должен состоять из букв „СНиП”, номера части (одна цифра), номера группы (две цифры) и номера документа (две цифры), отделенных друг от друга точками; две последние цифры, присоединяемые через тире, обозначают две последние цифры года утверждения документа. Например, „СНиП 2.03.05-82”.

Номера документам присваиваются в порядке регистрации сквозные в пределах каждой группы или в соответствии с разработанным перечнем документов данной группы.

1. Организация, управление, экономика

Группы

- 01 Система нормативных документов в строительстве
- 02 Организация, методология и экономика проектирования и инженерных изысканий
- 03 Организация строительства. Управление строительством
- 04 Нормы продолжительности проектирования и строительства
- 05 Экономика строительства
- 06 Положения об организациях и должностных лицах

2. Нормы проектирования

Группы

- 01 Общие нормы проектирования
- 02 Основания и фундаменты
- 03 Строительные конструкции
- 04 Инженерное оборудование зданий и сооружений. Внешние сети
- 05 Сооружения транспорта
- 06 Гидротехнические и энергетические сооружения, мелиоративные системы и сооружения
- 07 Планировка и застройка населенных пунктов
- 08 Жилые и общественные здания
- 09 Промышленные предприятия, производственные здания и сооружения, вспомогательные здания. Инвентарные здания
- 10 Сельскохозяйственные предприятия, здания и сооружения
- 11 Склады
- 12 Нормы отвода земель

3. Организация, производство и приемка работ

Группы

- 01 Общие правила строительного производства
- 02 Основания и фундаменты
- 03 Строительные конструкции
- 04 Защитные, изоляционные и отделочные покрытия
- 05 Инженерное и технологическое оборудование и сети
- 06 Сооружения транспорта
- 07 Гидротехнические и энергетические сооружения, мелиоративные системы и сооружения
- 08 Механизация строительного производства
- 09 Производство строительных конструкций, изделий и материалов

4. Сметные нормы

Состав и обозначение сметных норм и правил установлены постановлением Госстроя СССР от 18 июня 1982 г. № 162.

5. Нормы затрат материальных и трудовых ресурсов

Группы

- 01 Нормы расхода материалов
- 02 Нормы потребности в строительном инвентаре, инструменте и механизмах
- 03 Нормирование и оплата проектно-изыскательских работ
- 04 Нормирование и оплата труда в строительстве