

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

Методические указания для самостоятельной работы

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2015

УДК 624.012.35

ББК 38.625.1

P24

*Методические указания подготовлены в рамках проекта
«ПГУАС - региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рецензент – доктор технических наук, профессор,
советник РААСН И.Т. Мирсяпов

Расчет сборных железобетонных плит перекрытия: методические
P24 указания для самостоятельной работы / Н.Н. Ласьков. – Пенза:
ПГУАС, 2015. – 23 с.

Рассматриваются цели и задачи дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции». Приводится список учебно-методической и справочно-нормативной литературы.

Направлены на овладение культурой мышления, развитие способностей к обобщению, анализу, восприятию информации, постановке цели и выбору путей ее достижения; способностей выявлять естественнонаучную сущность проблем, возникающих в ходе профессиональной деятельности, привлекать для их решения соответствующий физико-математический аппарат; умение логически верно, аргументированной и ясно строить устную и письменную речь.

Методические указания подготовлены на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при ЗАО «Спецстроймеханизация» и предназначены слушателям программы переподготовки кадров «Промышленное и гражданское строительство» по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство».

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2015

© Ласьков Н.Н., 2015

1. ПЛИТА С КРУГЛЫМИ ПУСТОТАМИ

Плита междуэтажного перекрытия с номинальными размерами в плане 2,2х6,0 м эксплуатируется при положительной температуре и влажности окружающей среды 40-65 %.

Временная нормативная нагрузка на перекрытие – $5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$. Способ изготовления – заводской по агрегатно-поточной технологии с натяжением арматуры на упоры. Бетон тяжёлый, с объёмным весом $24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

Расчётный пролёт плиты (рис. 1) при опирании на ригель перекрытия поверху

$$l_0 = l - \frac{b}{2} = 6000 - \frac{250}{2} = 5875 \text{ мм} = 5,875 \text{ м.}$$

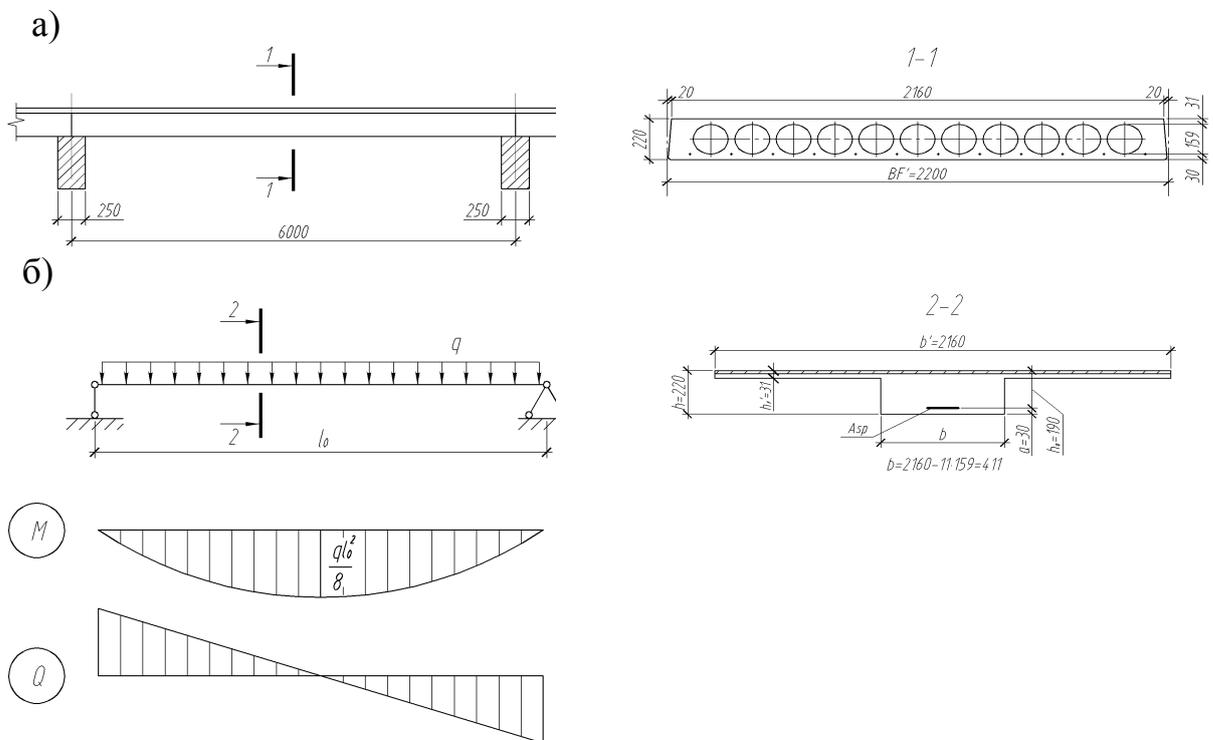


Рис. 1. Геометрические размеры (а) и расчётная схема (б) плиты

Подсчёт нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведён в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Нагрузки на 1м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетная нагрузка, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
Постоянная: – от массы плиты ($\delta=0,12 \text{ м}$, $\gamma=25 \text{ кН/м}^3$)	$0,12 \cdot 25=3,0$	1,1	3,3
– от массы пола (по заданию)	0,8	1,2	0,96
Временная (по заданию)	5,0	1,2	6,0
в т.ч. длительная	3,5	1,2	4,2
кратковременная	1,5	1,2	1,8
Всего:	8,8	–	10,26
В т.ч. постоянная и длительная	7,3	–	–

Определяется расчётная нагрузка на 1 м длины плиты при ширине 2,2 м с учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (класс ответственности здания II):

– для расчета по прочности

$$q = 10,26 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 21,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

– для расчета по второй группе предельных состояний

полная $q_{tot} = 8,8 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 18,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$

длительная $q_l = 7,3 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 15,257 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$

Расчётные усилия:

– для расчета по прочности

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{21,44 \cdot 5,875^2}{8} = 92,52 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{21,44 \cdot 5,875}{2} = 62,98 \text{ кН}.$$

– для расчета по второй группе предельных состояний

$$M_{tot} = \frac{q_{tot}l_0^2}{8} = \frac{18,39 \cdot 5,875^2}{8} = 79,34 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_l = \frac{q_l l_0^2}{8} = \frac{15,257 \cdot 5,875^2}{8} = 65,83 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Назначаются геометрические размеры поперечного сечения плиты (см. рис. 1).

Расчётные характеристики материалов:

– бетон – тяжелый класса В35.

$$R_b = 19,5 \text{ МПа}, R_{bf} = 1,3 \text{ МПа}, R_{bn} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}, R_{bfn} = 1,95 \text{ МПа}, E_b = 34500 \text{ МПа}$$

определяется в соответствии с прил. 1);

– арматура – напрягаемая класса А1000Ø10 мм.

$$R_{sn} = 1000 \text{ МПа}, R_s = 830 \text{ МПа}, R_{sw} = 300 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Проверяется положение нейтральной оси:

$$R_b b'_f h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 19,5 \cdot 10^3 \cdot 2,16 \cdot 0,031 \cdot \left(0,19 - \frac{0,031}{2} \right) = 228 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 92,52 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке – расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 2160$ мм.

Определяется значение коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{92,52}{19,5 \cdot 10^3 \cdot 2,16 \cdot 0,19^2} = 0,0608 < \alpha_R = 0,293.$$

α_R принимается согласно прил. 3.

Следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется. Сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062;$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,062}{0,357} = 0,174.$$

ξ_R определяется согласно прил. 3.

Условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условной работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,174 = 1,2 > 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b_f' h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,062 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 2,16 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 830 \cdot 10^3} = 0,000543 \text{ м}^2 = 5,43 \text{ см}^2.$$

Так как пустот в плите 11, согласно приложению 4 принимается 8Ø10 А1000.

$$A_{sp}^{\phi} = 6,28 \text{ см}^2.$$

В многопустотных плитах в соответствии с [2] наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры не должно превышать $2h$ ($2 \cdot 220 = 440$ мм) и не должно быть более 400 мм.

Выполняется проверка расстояния между осями стержней продольной арматуры.

$$\frac{2180 - 2910 - 15911}{2} = 70,5 \text{ мм} - \text{расстояние от боковой поверхности плиты}$$

понизу до оси крайнего продольного стержня.

$$\frac{2180 - 2 \cdot 70,5}{8} = 254,875 < 400 \text{ мм},$$

следовательно, расчет выполнен верно.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

В соответствии с [1] в многопустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполняется проверочный расчет.

$$q = 21,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{полная,}$$

где $q_v = 12,54 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – временная нагрузка.

Расчет выполняется из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где Q – поперечная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисление поперечной силы, воспринимаемой бетоном Q_b

$$Q_b = \frac{M_b}{c}.$$

$$M_b = 1,5 \varphi_k R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,33 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19^2 = 38,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь.

σ_{sp} принимается до 700 МПа для стержневой арматуры и округляется до 10 МПа.

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 700 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} = 439,6 \text{ кН}.$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 0,3984 - 0,072 = 1,33,$$

где A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = bh = 0,411 \cdot 0,22 = 0,09042 \text{ м}^2;$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{439,6}{19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,09042} = 0,249.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{38,48}{15,17}} = 1,6 \text{ м.}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой

$$q_1 = q - \frac{q_v}{2} = 21,44 - \frac{12,54}{2} = 15,17 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Наиболее выгодное расположение проекции наклонного сечения c при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле, указанной выше. При этом должны выполняться условия

$h_0 < c < 3h_0$; $h_0 = 19 \text{ см} < c = 160 \text{ см}$, однако $3h_0 = 57 \text{ см} < c \rightarrow$ верхнее условие не выполняется, поэтому принимаем $c = 57 \text{ см}$ и вычисляем Q_b

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{38,48}{0,57} = 67,5 \text{ кН.}$$

При вычислении Q_b должны выполняться следующие условия:

$$Q_{b,\min} \leq Q_b \leq Q_{b,\max}$$

$$Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19 = 50,76 \text{ кН};$$

$$Q_{b,\max} = 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19 = 253,79 \text{ кН.}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимается Q_b .

Вычисление поперечной силы, воспринимаемой хомутами Q_{sw}

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0$ в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \sqrt{38,48 \cdot 15,17} = 48,32 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$Q_{b1} = 48,32 < \varphi_n R_{bt} b h_0 = 1,33 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 \cdot 0,19 = 135,01 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = \frac{(Q - Q_{b,min} - 3h_0 q_1)}{1,5h_0} = \frac{(62,98 - 50,76 - 3 \cdot 0,19 \cdot 15,17)}{1,5 \cdot 0,19} = 12,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} = 12,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,33 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,411 = 177,654 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

–условие не выполняется.

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

$$62,98 \leq 67,5 + Q_{sw},$$

$Q_b < Q$, следовательно, установка поперечной арматуры не требуется по расчету.

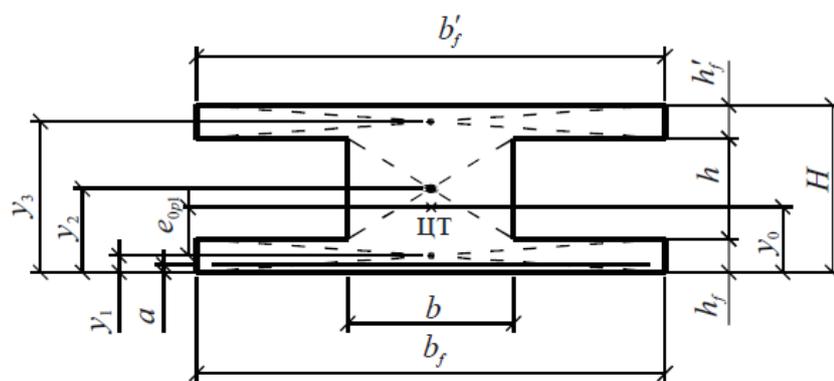
Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Согласно [1] к заданной плите предъявляются требования, соответствующие 3-ей категории трещиностойкости, т.е. допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной $a_{ср1} = 0,3$ мм продолжительное $a_{ср2} = 0,2$ мм.

Геометрические свойства:

Находится площадь приведенного сечения, рис. 2

а)



б)

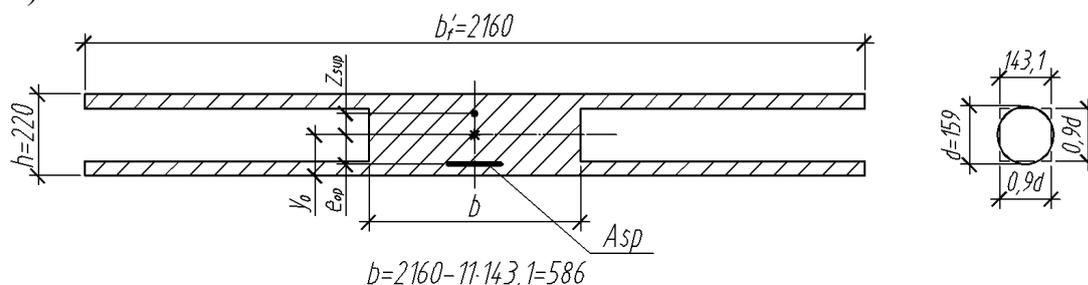


Рис. 2. К расчету геометрических свойств сечения (а) и расчетное поперечное сечение плиты при расчете по второй группе предельных состояний (б)

$$A_{red} = b_f' \cdot h_f' + b_f \cdot h_f + b \cdot h + \alpha \cdot A_{sp},$$

где α – коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,8.$$

$$A_{red} = 2160 \cdot 39 + 2160 \cdot 38 + 586 \cdot 143 + 5,8 \cdot 628 = 2538 \cdot 10^2 \text{ мм.}$$

Принимается толщина защитного слоя бетона $a = 30$ мм.

Определяется статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$\begin{aligned} S_{red} &= b_f' \cdot h_f' \cdot y_2 + b \cdot h \cdot y_2 + b_f \cdot h_f \cdot y_1 + a \cdot \alpha \cdot A_{sp} = \\ &= 2160 \cdot 39 \cdot \left(220 - \frac{39}{2}\right) + 586 \cdot 143 \cdot \left(38 + \frac{143}{2}\right) + 2160 \cdot 38 \cdot \frac{38}{2} + \\ &\quad + 30 \cdot 5,8 \cdot 628 = 2773,4 \cdot 10^4 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{2773,4 \cdot 10^4}{2538 \cdot 10^2} = 109 \text{ мм.}$$

Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения

$$e_{оп1} = y_0 - a = 109 - 30 = 79 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_f' \cdot h_f'^3}{12} + b_f' \cdot h_f' \cdot (y_0 - y_2)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (y_0 - y_2)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \\ &\quad + b_f \cdot h_f \cdot (y_0 - y_1)^2 + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{оп1}^2 = \\ &= \frac{2160 \cdot 39^3}{12} + 2160 \cdot 39 \cdot \left(109 - \left(220 - \frac{39}{2}\right)\right)^2 + \frac{583 \cdot 143^3}{12} + \\ &\quad + 583 \cdot 143 \cdot \left(109 - \left(38 + \frac{143}{2}\right)\right)^2 + \frac{2160 \cdot 38^3}{12} + \\ &\quad + 2160 \cdot 38 \cdot \left(109 - \frac{38}{2}\right)^2 + 5,8 \cdot 628 \cdot 79^2 = \\ &= 10677420 + 705278340 + 142067723,4 + 20842,25 + 9876960 + \\ &\quad + 664848000 + 22732218,4 = 1555,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Момент сопротивления приведенного сечения:

– относительно нижней грани

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1555,5 \cdot 10^6}{109} = 14271 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

– относительно верхней грани

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{H - y_0} = \frac{1555,5 \cdot 10^6}{220 - 109} = 14014 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент приведенного сечения:

– относительно нижней грани

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} = 1,25 \cdot 14271 \cdot 10^3 = 17839 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

– относительно верхней грани

$$W_{pl}^{sup} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} = 1,25 \cdot 14014 \cdot 10^3 = 17518 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где значения коэффициента γ , учитывающего пластические свойства бетона, принимаются по приложению 5.

Сечение двутавровое симметричное:

$$\frac{b'_f}{b} = \frac{2160}{586} = 3,69 \leq 6$$
$$\frac{b'_f}{b} = 3,169 > 2$$

Принимается $\gamma = 1,25$.

Определяется расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{14271 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^2} = 56,23 \text{ мм}$$

и до верхней ядровой точки

$$r_{sup} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = \frac{14014 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^2} = 55,22 \text{ мм.}$$

Определение потерь предварительного напряжения

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1$.

Первые потери

Величина предварительного напряжения $\sigma_{sp} \geq 0,3R_{sn}$. Также для арматуры А1000 – не более $0,9R_{sn}$.

Многopустотные плиты перекрытий, как правило, изготавливаются с применением электротермического способа натяжения арматуры. σ_{sp} назначается с учетом допустимых температур нагрева. В расчете принимается данный метод.

Для стержневой арматуры верхний предел σ_{sp} при электротермическом методе – 700 МПа. Принимается это значение:

$$\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа.}$$

При электротермическом способе натяжения среди первых потерь учитываются только потери от релаксаций $\Delta\sigma_{sp1}$. Для стержневой арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 700 = 21 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ (исключаются технологией изготовления плит).

Потери от деформации формы $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ и потери от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4} = 0$ (учитываются при расчете длины заготовки арматуры).

Таким образом, первые потери

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 21 + 0 + 0 + 0 = 21 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 6,28 \cdot 10^4 \cdot (700 - 21) \cdot 10^3 = 426,41 \text{ кН.}$$

Вторые потери

Потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа,}$$

где $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ – деформация усадки бетона В35.

Максимальное сжимающее напряжение на уровне крайнего волокна без учета влияния собственного веса плиты

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op1} \cdot y_0}{I_{red}} = \frac{426,41 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^{-4}} + \frac{426,41 \cdot 10^3 \cdot 0,079 \cdot 0,109}{155500 \cdot 10^{-8}} \\ &= 1680102,44 + 2361296,79 = 4041399,23 \text{ Па} = 4,04 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Принимается передаточная прочность бетона $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{bp} = 4,04 < 0,9R_{bp} = 13,5 \text{ МПа} \text{ – условие выполняется.}$$

Нагрузка от собственной массы плиты

$$q_{gn} = 3,0 \cdot 2,2 = 6,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Изгибающий момент от собственного веса плиты

$$M_{gn} = \frac{q_{gn} \cdot l_0^2}{8} = \frac{6,6 \cdot 5,875^2}{8} = 28,47 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Напряжение на уровне центра тяжести продольной арматуры

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op1} - M_{gn}) \cdot e_{op1}}{I_{red}} = \\ &= \frac{426,41 \cdot 10^3}{2538 \cdot 10^{-4}} + \frac{(426,41 \cdot 10^3 \cdot 0,079 - 28470) \cdot 0,079}{155500 \cdot 10^{-8}} \\ &= 1680102,44 + 265012,74 = 1945115,18 \text{ Па} = 1,94 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Потери от ползучести арматуры $\Delta\sigma_{sp6}$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \cdot \mu_{sp} \cdot \left(1 + \frac{e_{op1} \cdot y_s \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})'}$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона (принимается по прил. 6). Для класса бетона В35 и нормальной влажности 40–75% $\varphi_{b,cr} = 2,1$.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,8;$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_{red}} = \frac{6,28}{2538} = 0,0024;$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 5,8 \cdot 2,1 \cdot 1,94 \cdot 10^3}{1 + 5,8 \cdot 0,0024 \cdot \left(1 + \frac{0,079 \cdot 0,079 \cdot 2538 \cdot 10^{-4}}{155500 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,1)} =$$

$$= \frac{18903,36}{1,07} = 17,66 \text{ МПа.}$$

Суммарные вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 17,66 = 57,66 \text{ МПа.}$$

Полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 21 + 57,66 = 78,66 < 100 \text{ МПа,}$$

следовательно, принимаются полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа.}$$

Усилие в арматуре с учетом всех потерь

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}) = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (700 - 100) \cdot 10^3 = 376,8 \text{ кН.}$$

Расчет трещиностойкости плиты

Момент трещинообразования сечения

$$M_{cre} = R_{bfn} \cdot W_{pl}^{inf} + P_2 (e_{op1} + r_{sup}) \cdot \gamma_{sp},$$

где γ_{sp} – коэффициент точности натяжения, $\gamma_{sp} = 0,9$.

$$M_{cre} = 1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,017839 + 376,8 \cdot (0,079 + 0,055) \cdot 0,9 =$$

$$= 34,79 + 45,44 = 80,23 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Принимается $M_n = M_{cre} = 79,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (для конструкций 3-ей категории требований по трещиностойкости).

$$M_{cre} = 80,23 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_n = 79,34,$$

следовательно, условие выполняется, трещины в растянутой зоне бетона не образуются. Расчет на раскрытие трещин производится в случае невыполнения условия.

Расчет прогибов для участков без трещин в растянутой зоне

Расчет производится из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб от внешней нагрузки,

f_{ult} – предельно допустимый прогиб.

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ мм;}$$

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{r} \right),$$

где S – табличный коэффициент, в случае загрузки для плиты равный $\frac{9}{49}$ (см. прил. 6).

Полная кривизна в сечении с наибольшим моментом

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

где $\left(\frac{1}{r} \right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия кратковременной нагрузки,

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

Принимается $\psi_s = 1$.

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}}.$$

Коэффициент φ_c находится при помощи дополнительных коэффициентов по таблице приложения 7.

Вспомогательные коэффициенты

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(2160 - 586) \cdot 39}{586 \cdot 190} = 0,55;$$

$$e_s = \frac{M_n}{P_2} = \frac{79,34}{376,8} = 0,21;$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{0,21}{0,19} = 1,1;$$

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = \frac{25,5 \cdot 10^3}{15 \cdot 10^{-4}} = 1,7 \cdot 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где $\varepsilon_{b,red} = 15 \cdot 10^{-4}$ при непродолжительном действии нагрузки;

$$\alpha_{sl} = \alpha_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{300}{25,5} = 11,76;$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{6,28 \cdot 10^{-4}}{0,411 \cdot 0,19} = 0,008.$$

В соответствии с полученными значениями вспомогательных коэффициентов принимается $\varphi_c = 0,25$.

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{79,34}{0,25 \cdot 0,586 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0046 \text{ м}^{-1};$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M_l}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{65,83}{0,25 \cdot 0,586 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0038 \text{ м}^{-1};$$

$$\frac{1}{r} = 0,0046 + 0,0038 = 0,0084 \text{ м}^{-1};$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 5,875^2 \cdot 0,0084 = 0,030 \text{ м} = 30 \text{ мм};$$

$$f = f_{\text{нлс}} = 30 \text{ мм}.$$

Условие выполняется, прогиб не превышает предельно допустимого значения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
2. Пособие к СП 52-101-2003 по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры.
3. Пособие к СП 52-102-2004 по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.
4. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия.
5. Кузнецов В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий: Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2013. – 200 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Нормативные и расчетные характеристики бетона

Класс бетона В	Сжатие осевое, МПа		Растяжение осевое, МПа		Модуль упругости, МПа
	R_{bn}	R_b	$R_{bt,n}$	R_{bt}	E_b
В10	7,5	6,0	0,85	0,56	$19,0 \cdot 10^3$
В15	11,0	8,5	1,1	0,75	$24,0 \cdot 10^3$
В20	15,0	11,5	1,35	0,90	$27,5 \cdot 10^3$
В25	18,5	14,5	1,55	1,05	$30,0 \cdot 10^3$
В30	22,0	17,0	1,75	1,15	$32,5 \cdot 10^3$
В35	25,5	19,5	1,95	1,30	$34,5 \cdot 10^3$
В40	29,0	22,0	2,1	1,40	$36,0 \cdot 10^3$
В45	32,0	25,0	2,25	1,50	$37,0 \cdot 10^3$
В50	36,0	27,5	2,45	1,60	$38,0 \cdot 10^3$
В55	39,5	30,0	2,60	1,70	$39,0 \cdot 10^3$
В60	43,0	33,0	2,75	1,80	$39,5 \cdot 10^3$

Приложение 2

Механические характеристики арматуры

Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления для предельных состояний			
		II группы, МПа	I группы, МПа		
		растяжению $R_{s,ser} (R_{st})$	растяжению продольной арматуры, R_s	растяжению (от поперечной силы), R_{sw}	сжатию R_{sc}
A240	6-40	240	215	170	215
A300	10-40	300	270	215	270
A400	6-40	400	355	285	355
A500	6-40	500	435	300	400
B500	3-12	500	415	300	360
A540	20-40	540	450	300	200
A600	10-40	600	520	300	400
A800	10-40	800	695	300	400
A1000	10-40	1000	830	300	400
B _p 1200	8	1200	1000	—	400
B _p 1300	7	1300	1070	—	400
B _p 1400	4,5,6	1400	1170	—	400
B _p 1500	3	1500	1250	—	400
K1400 (K-7)	15	1400	1170	—	400
K1500 (K-7)	6,9,12	1500	1250	—	400
K1500 (K-19)	14	1500	1250	—	400

Приложение 3

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Приложение 4

Сортамент горячекатаной арматуры (ГОСТ 5781-82)

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Наличие диаметра в сортаменте			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		B500	A240, A400, A500	A540	A600, A800, A1000
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,052	+			
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13	0,092	+			
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,144	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+		+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+		+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	+	+		+
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		+
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208		+		+
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578		+		+
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998		+		+
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	2,466		+	+	+
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984		+	+	+
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84		+	+	+
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,85	43,10	49,26	55,42	4,83		+	+	+
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31		+	+	+
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99		+	+	+
40	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	9,865		+	+	+

Примечание. Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Сортамент канатной арматуры

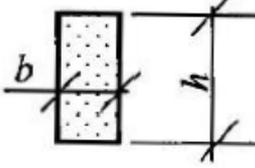
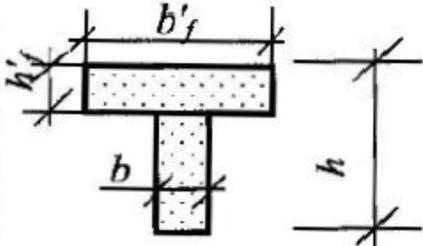
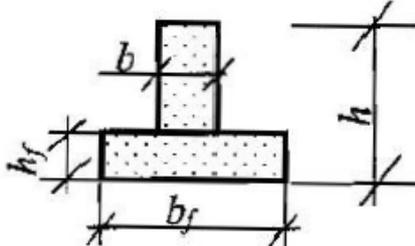
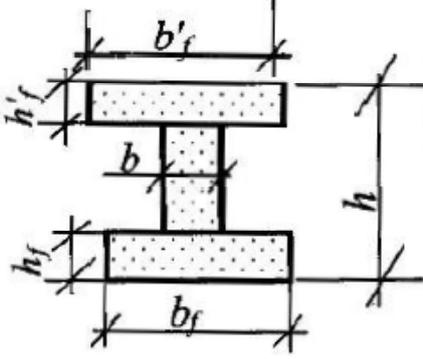
Класс каната	Диаметр, мм	Масса 1 м длины, кг	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	51	102	153	204	255	306	357	408	459
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	900,9	1029,6	1158,3

Примечание. Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

Классы тяжелого бетона, рекомендуемые для преднапряженных конструкций

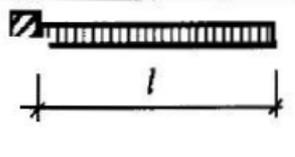
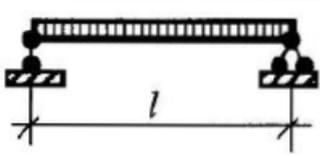
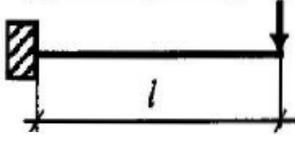
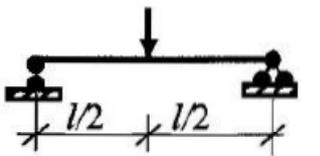
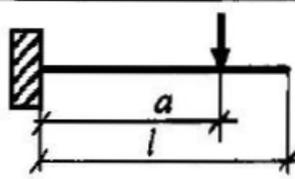
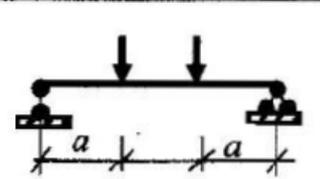
Класс бетона	В20	В30	В20	В30	В30
Класс арматуры	А540–А800	А1000	Вр1200, Вр1300	Вр-1400, Вр-1500	К1400, К1500

Значение коэффициента γ для определения упругопластического момента сопротивления некоторых сечений

Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
Прямоугольное	1,3	
Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,3	
Тавровое с полкой, расположенной в растянутой зоне: – при $b_f/b \leq 2$ – при $b_f/b > 2$	1,2 1,15	
Двутаговое симметричное (коробчатое): – при $b_f/b = b'_f/b \leq 2$ – при $2 < b_f/b = b'_f/b \leq 6$ – при $b_f/b = b'_f/b > 6$	1,3 1,25 1,2	

Приложение 6

К определению прогибов железобетонных элементов

Схема загрузкиения	Кoeffициент S	Схема загрузкиения	Кoeffициент S
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Приложение 7

Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{d, cr}$ в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона

Относительная влажность среды, %	Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b, cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B60
Более 75 (повышенная)	2,8	2,4	2,02	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0
40–70 (нормальная)	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,4
Ниже 40 (пониженная)	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,0

Примечания:

- Относительная влажность воздуха окружающей среды принимается по СНиП 23-01-99 как средняя месячная относительная влажность наиболее теплого месяца для района строительства.
- Модуль деформаций сжатого бетона E_{b1} принимается:
 - при непродолжительном действии нагрузки $E_{b1} = 0,85E_b$;
 - при продолжительном действии нагрузки $E_{b1} = E_b / (1 + \varphi_{b, cr})$.

Значения коэффициента φ_c для определения кривизны элемента на участках с трещинами

φ_f	e_s/h_0	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных												
		0,03	0,07	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9	1,1	1,5	2,0
0,0	0,8	0,18	0,21	0,24	0,25	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,3	0,31	0,31	0,32
	1,0	0,09	0,13	0,18	0,19	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,3
	1,2	0,06	0,1	0,14	0,16	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,09	0,13	0,15	0,18	0,2	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,34	0,37	0,38	0,4	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	1,0	0,12	0,18	0,24	0,27	0,3	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,4	0,42	0,43
	1,2	0,07	0,13	0,19	0,22	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,11	0,17	0,2	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,4
0,4	0,8	0,46	0,48	0,51	0,53	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,6	0,6
	1,0	0,14	0,22	0,3	0,33	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,5	0,52	0,54	0,55
	1,2	0,1	0,14	0,22	0,26	0,31	0,35	0,38	0,4	0,42	0,45	0,48	0,5	0,52
	1,3	0,11	0,13	0,2	0,24	0,29	0,33	0,36	0,38	0,4	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,64	0,67	0,68	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	1,0	0,16	0,25	0,35	0,39	0,45	0,5	0,53	0,55	0,57	0,6	0,63	0,65	0,68
	1,2	0,14	0,16	0,25	0,29	0,36	0,41	0,44	0,47	0,5	0,53	0,57	0,6	0,63
	1,3	0,15	0,14	0,23	0,27	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,8	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,9	0,9
	1,0	0,17	0,27	0,4	0,45	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,7	0,74	0,77	0,8
	1,2	0,17	0,17	0,27	0,32	0,4	0,46	0,5	0,54	0,57	0,61	0,66	0,7	0,74
	1,3	0,19	0,15	0,24	0,29	0,37	0,42	0,47	0,5	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	1,0	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	1,0	0,18	0,29	0,44	0,5	0,58	0,64	0,59	0,72	0,75	0,8	0,85	0,88	0,91
	1,2	0,21	0,18	0,29	0,35	0,43	0,5	0,55	0,59	0,53	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,19	0,26	0,31	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81

Примечания:

1. Более подробная таблица содержится в пособии по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.
2. Для элементов таврового, двутаврового и прямоугольного профилей при выполнении условий $h'_f \leq 0,3h_0$ и $\alpha'_{s1} < 0,2h_0$ кривизну допускается определять по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}}$$

где $E_{b,red} = R_{b,ser}/\epsilon_{b1,red}$ и значение $\epsilon_{b1,red}$ равно:

- $\epsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$ при непродолжительном действии нагрузки;
- $\epsilon_{b1,red} = 24 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки ($W > 75\%$);
- $\epsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки ($75\% \geq W \geq 45\%$);
- $\epsilon_{b1,red} = 34 \cdot 10^{-4}$ при продолжительном действии нагрузки ($W < 40\%$);

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f - (A'_{sp} + A_s)\alpha_{s1}}{bh_0}; \quad \mu\alpha_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}\alpha_{s2}; \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0};$$

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad \alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}}$$

Допускается принимать $\psi_s = 1,0$, ($\alpha_{s1} = \alpha_{s2}$). При этом если расчетный прогиб больше допустимого, $f > f_{adm}$, расчет производят с учетом реального значения коэффициента ψ_s .

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ПЛИТА С КРУГЛЫМИ ПУСТОТАМИ.....	3
2. Расчет прочности нормальных сечений плиты	5
3. Расчет прочности наклонных сечений плиты.....	6
4. Вычисление поперечной силы, воспринимаемой бетоном Q_b	6
5. Вычисление поперечной силы, воспринимаемой хомутами Q_{sw}	7
6. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.....	8
7. Определение потерь предварительного напряжения.....	10
8. Расчет трещиностойкости плиты	12
9. Расчет прогибов для участков без трещин в растянутой зоне	12
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	14
ПРИЛОЖЕНИЯ	15

Учебное издание

Ласьков Николай Николаевич

**РАСЧЕТ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ**

Методические указания для самостоятельной работы

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

В авторской редакции
Верстка Т.Ю. Симутина

Подписано в печать 4.12.15. Формат 60x84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл. печ.л. 1,33. Уч.-изд. л. 1,43. Тираж 80 экз.
Заказ № 421 .

Издательство ПГУАС.
440028, Г. Пенза, УЛ. Германа Титова, 28