

Федеральное агентство по образованию

Вологодский государственный технический университет

Кафедра промышленного и гражданского строительства

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
РАСЧЕТ ДВУСКАТНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ**

Методические указания для выполнения второго курсового проекта
по железобетонным конструкциям
для студентов дневной и заочной форм обучения

Факультеты: инженерно – строительный
заочного и дистанционного обучения

Специальность: - 270102 - Промышленное и гражданское строительство
- 270100 – Строительство (бакалавриат)

Вологда
2008

Железобетонные конструкции. Расчет двускатной предварительно напряженной железобетонной балки покрытия. - Методические указания для выполнения второго курсового проекта по железобетонным конструкциям для студентов дневной и заочной форм обучения специальности 270102, 270100. - Вологда: ВоГТУ, 2008 – 36 с.

Методические указания соответствуют стандарту специалиста по специальностям 270102 утвержденным 07.03.2000 г.

В методических указаниях даны рекомендации по расчету сборной предварительно напряженной двускатной балки с необходимыми пояснениями по I и II группе предельных состояний. Разработаны в соответствии с СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции». Предназначены для выполнения курсового проекта и дипломного проектирования специальности 270102, а в дальнейшем для бакалавров техники и технологии 270100 по направлению «Строительство».

Составители: Н.В. Михалевич, канд. техн. наук, доцент каф. ПГС
Е.Н. Шахова, ст. преподаватель каф. ПГС

Рецензент: М.Н. Попова, канд. техн. наук, доцент кафедры «Сопротивления материалов»

ВВЕДЕНИЕ

Балки покрытий могут иметь пролет 12 и 18 м, а в отдельных конструкциях – пролет 24 м. Очертание верхнего пояса при двускатном покрытии может быть трапецевидным с постоянным уклоном, ломанным или криволинейным. Шаг балок покрытий – 6 или 12 м.

Наиболее экономичное поперечное сечение балок покрытий - двутавровое со стенкой, толщину которой (60...100 мм) устанавливают главным образом из условий удобства размещения арматурных каркасов, обеспечения прочности и трещиностойкости. У опор толщина стенки плавно увеличивается и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости. Стенки балок в средней части пролета, где поперечные силы незначительны, могут иметь отверстия круглой или многоугольной формы, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проводок и различных коммуникаций.

Высоту сечения балок в середине пролета принимают $(1/8...1/15)l$. Высоту сечения двускатной трапецевидной балки в середине пролета определяют уклон верхнего пояса (1:12) и типовой размер высоты сечения на опоре (600, 800 или 900 мм).

Ширину верхней сжатой полки балки для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают $(1/50...1/60)l$. Из условия опирания плит покрытий ширина верхней полки назначается для панелей 3х6 м - $b'_f \geq 20$ см, для панелей 3х12 м - Ошибка! Ошибка связи. см. Ширина нижней полки для удобного размещения продольной растянутой арматуры - 250...300 мм. Толщину вертикальной стенки при бетонировании в вертикальном положении принимают $b \geq 80$ мм, в горизонтальном положении $b \geq 60$ мм.

Натяжение продольной рабочей арматуры может осуществляться двумя способами: механическим с закреплением ее на упорах стенда, или электротермическим с передачей усилия на металлическую опалубку. Пропаривание бетона балки происходит при атмосферном давлении. В целях снижения сложности расчета в курсовом проекте введен ряд допущений, идущих в запас прочности и эксплуатационных качеств конструкций. Так расчет балки на прочность по изгибающему моменту и поперечной силе, по деформациям и по раскрытию трещин производится только для стадии эксплуатации, технико-экономические показатели балок и габариты балок приведены в приложении 1.

1. Материалы, используемые для изготовления балок

В связи с изменением нормативной базы расчетов по железобетонным конструкциям в таблице 1 приведена новая маркировка арматуры.

Таблица 1

Классы арматурных сталей

Класс арматуры по СНиП 2.03.01-84*	Класс арматуры по СП 52-102-2004	Номинальный диаметр арматуры, мм	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа			Нормативные значения, МПа R_{sn}
			растяжению R_s	сжатию R_{sc}	R_{sn}	
A-I	A240	6-40	215	215	170	240
A-II	A300	6-40	270	270	215	300
A-III	A400	6-40	355	355	285	400
A-500с	A500	10-40	435	435(400)	300	500
A-IV	A600	10-40	520	470(400)	-	600
A-V	A800	10-40	695	500(400)	-	800
A-VI	A1000	10-40	830	500(400)	-	1000
Bp-I	B500	3-12	415	415(360)	500	500
Bp-II	Bp1200	8	1000	500(400)	-	1200
Bp-II	Bp1300	7	1070	500(400)	-	1300
Bp-II	Bp1400	4,5,6	1170	500(400)	-	1400
Bp-II	Bp1500	3	1250	500(400)	-	1500
K-7	K1400	15	1170	500(400)	-	1400
K-7	K1500	6,9,12	1250	500(400)	-	1500
K-19	K1500	14	1250	500(400)	-	1500

Для железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии требованиям [1] следует предусматривать:

1) в качестве напрягаемой арматуры:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля класса A500 (A500с), A600 (A-IV), A800 (A-V), A1000 (A-VI);

- холоднодеформированную периодического профиля классов от Bp1200 до Bp 1500 (Bp- II);

- канатную K1400, K1500 (K-7, K-19);

2) в качестве ненапрягаемой арматуры:

- горячекатаную гладкую класса A240 (A-I);

- горячекатаную, термомеханически упрочненную и холоднодеформиро-

ванную периодического профиля классов А300 (А-II), А400 (А-III), А500 (А500с), В500 (Вр-I, В500с) (с-свариваемая).

Класс напрягаемой арматуры в курсовом проекте принимается в соответствии с заданием на курсовой проект.

Для изготовления предварительно напряженных железобетонных балок покрытия используют бетоны, приведенные в таблице 2.

Таблица 2

а) Классы бетонов и расчетные характеристики

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие								
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

Класс бетона балки в курсовом проекте принимается при пролете $L=12$ м – В25; $L=18$ м – В30; $L=24$ м – В35.

б) Нормативные характеристики

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие								
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$R_{b,n}$, $R_{b,ser}$	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
$R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

в) Модуль упругости бетона

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа $\cdot 10^{-3}$, при классе бетона по прочности на сжатие									
B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

2. Сбор нагрузки на балку

На балку действуют постоянные нагрузки от покрытия и собственного веса балки, а также временная снеговая нагрузка. Для сбора нагрузки от покрытия

необходимо знать его конструкцию. В курсовом проекте можно принять конструкцию кровли, приведенную в таблице 3.

Толщина утеплителя t в курсовом проекте принимается в зависимости от снегового района без расчета по таблице 4 в соответствии с заданием, а снеговой район по заданию на курсовое проектирование.

Плотность утеплителя ρ принимается для всех $\rho = 6 \text{ кН/м}^3$. Коэффициент γ_f принимаем по таблице 5 или по [1].

Таблица 3

Сбор нагрузок на 1 м² покрытия

Наименование нагрузок	Нормативное значение, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Рулонный ковер с гравийной защитой	0,26	1,3	0,338
Цементная стяжка $t = 20$ мм, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3 = 18 \text{ кН/м}^3$ $0,02 \times 18 = 0,36$	0,36	1,3	0,468
Утеплитель с пароизоляцией $t = 100$ мм, $\rho = 6 \text{ кН/м}^3$ $0,1 \times 6 = 0,6$	0,6	1,2	0,720
Железобетонная плита	3,25	1,1	3,575
Итого постоянной	$g_n = 4,47$		$g = 5,106$
Временная снеговая для III снегового района	$p_n = 1,8 \times 0,7 = 1,26$	-	$p = 1,8$
В том числе длительная	$p_{nl} = 1,8 \times 0,7 \times 0,5 = 0,63$	-	$p_l = 1,8 \times 0,5 = 0,9$
ВСЕГО	$q_n^n = 5,73$		$q_n = 6,901$

Таблица 4

Снеговые районы Российской Федерации и толщина утеплителя

Снеговые районы Российской Федерации	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПА (кгс/м ²)	0,8(80)	1,2(120)	1,8(180)	2,4(240)	3,2(320)	4,0(400)	4,8(480)	5,6(560)
t , мм	50	80	100	150	200	250	300	350

В курсовом проекте проектируем двухпролетное промышленное здание с уклоном кровли $\alpha \leq 15^\circ$, поэтому снеговое загрузке принимаем только по одному варианту загрузке в соответствии с [1], т.е. загрузке равномерно-распределенной нагрузкой по всему пролету.

Таблица 5

Коэффициенты надежности по нагрузке

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
<i>Конструкции</i>	
металлические	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3

Полная расчетная равномерно-распределенная нагрузка на 1 метр погонный длины балки будет складываться:

$$q = \left(q_{\text{п}} \cdot B + \frac{C_{\text{тб}}}{l} \cdot \gamma_f \right) \gamma_n, \quad (1)$$

где $q_{\text{п}}$ - нагрузка из таблицы 3;

B - шаг колонн по заданию в м (6 или 12 м);

$C_{\text{тб}}$ - масса балки по приложению 1 в кН;

l - пролет балки в м;

γ_f - по таблице 5;

γ_n - коэффициент ответственности по зданию принимаемый по [1], в курсовом проекте принимается нормальный уровень ответственности $\gamma_n = 0,95$.

Нормативная

$$q^n = q_{\text{п}}^n \cdot B + \frac{C_{\text{тб}}}{l}. \quad (2)$$

где $q_{\text{п}}^n$ - нормативная нагрузка из таблицы 3.

3. Расчет по предельным состояниям I группы – расчет по прочности по нормальному сечению

Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие; нагрузки от плит передаются через ребра. При пяти и больше сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной. Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии x от опоры.

Так, при уклоне верхнего пояса 1:12 и высоте балки в середине пролета $h = l/12$, высота сечения на опоре составит $h_{on} = l/24$ (высота сечения на опоре обычно принимают 790 или 890 мм, в этом случае не требуются связи по стропильным конструкциям), а на расстоянии от опоры x (см. рис. 1)

$$h_x = (l + 2x)/24. \quad (3)$$

Изгибающий момент при равномерно распределенной нагрузке

$$M_x = qx(l_0 - x)/2, \quad (4)$$

где q - расчетная нагрузка на 1 погонный метр балки (по формуле 1);

l_0 - расчетный пролет балки $l_0 = l - 0,3$,

l - пролет балки в осях, 0,3 м - длина площадки опирания балки.

При расчете балки рассматриваем два сечения:

1-1 – в середине пролета, где максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{ql_0^2}{8} \text{ при } x = \frac{l_0}{2} \quad (5)$$

2-2 – на расстоянии $0,35 \div 4l$ (в курсовом проекте $x = 0,37l$) определяем M_x по формуле 4.

Геометрические размеры балки приведены на рис. 1 для пролета 15 м, там же показано расчетное сечение 1-1.

Расчет двутавровых сечений, имеющих полку в сжатой зоне произведем в следующей последовательности первоначально для сечения 1-1 на действие момента $M_{\max}$, затем для сечения 2-2 на действие момента M_x , принимая h_0 соответственно сечению:

1. Определяем положение нейтральной оси:

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \geq M, \quad (6)$$

где M - по формуле 4 для сечения 2-2, по формуле 5 для сечения 1-1;

R_b - из табл. 2;

b'_f, h'_f - ширина и высота полки, см. рис. 1;

$h_0 = h - a_p$ - рабочая высота сечения;

a_p - толщина защитного слоя в курсовом проекте $a = 30 \div 60$ мм.

Если условие выполняется нейтральная ось в полке, а если не выполняется нейтральная ось в ребре.

2. Если граница сжатой зоны проходит в полке, то расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$.

Определим значение α_m по формуле:

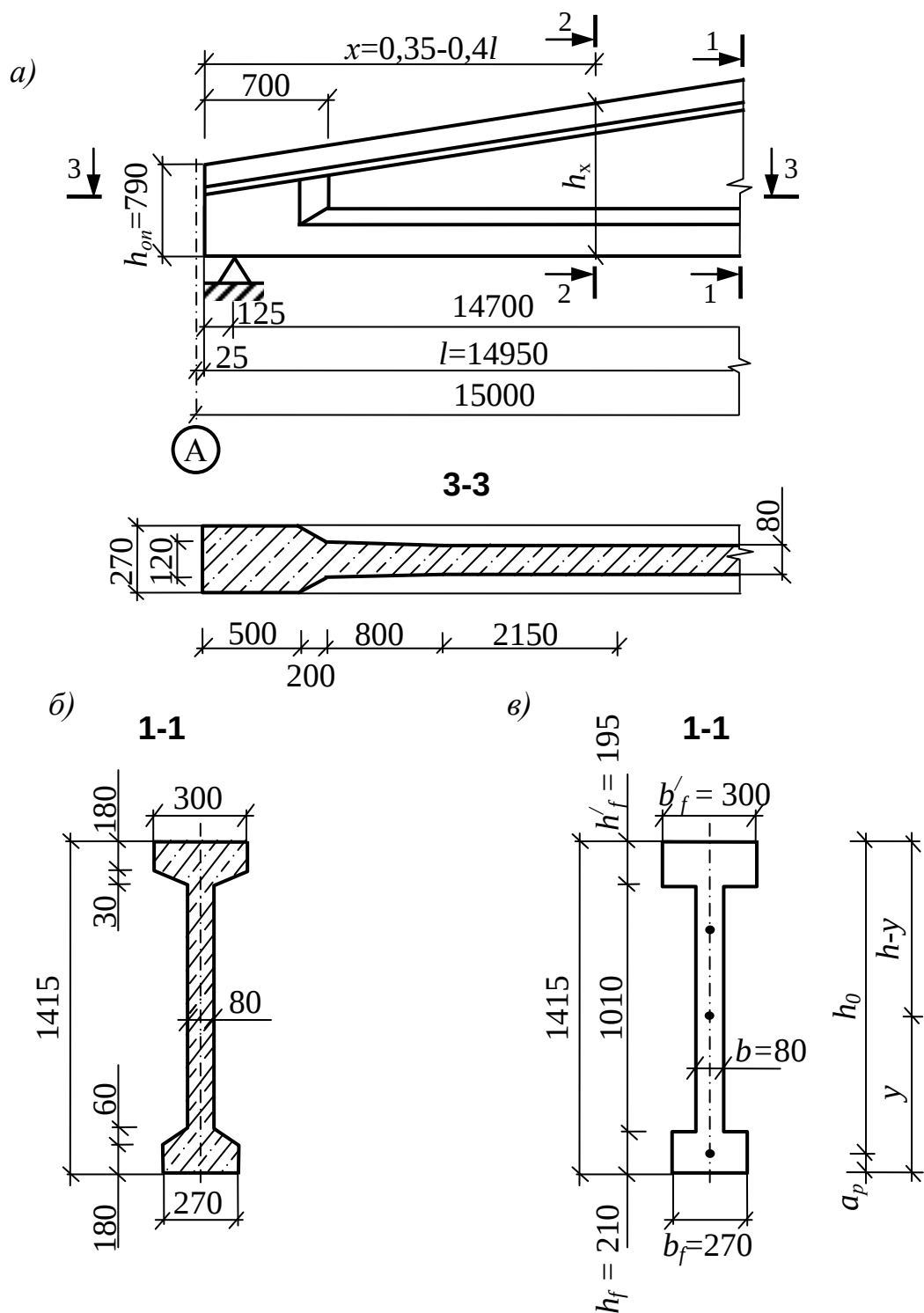


Рис. 1. Геометрические размеры балки покрытия
 а – общий вид балки; б – конструктивное сечение балки;
 в – расчетное сечение балки.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (7)$$

По таблице 6 для $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0,6$ находим значение ξ_R .

Значения ξ_R для определенных классов арматуры

$\frac{\sigma_{sp}}{R_s}$	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,30	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Примечание: 1. Для арматуры класса A540 значение ξ_R вычислено при $R_s = 490$ МПа.
 2. Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и коэффициенте $\gamma_{sp} = 0,9$.
 3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp} , рекомендуется принимать $\sigma_{sp} / R_s = 0,6$.

$$\text{Тогда } \alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) \quad (8)$$

Если $\alpha_R \geq \alpha_m$, то сжатая арматура A'_s по расчету не требуется и ее площадь назначаем конструктивно $2\emptyset 12$ A400.

Если $\alpha_R < \alpha_m$, то сжатая арматура требуется по расчету.

Расчет ведем в следующей последовательности:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad (9)$$

если $\frac{\xi}{\xi_R} \leq 0,6$, то $\gamma_{s3} = 1,1$ - коэффициент условий работы;

если $\frac{\xi}{\xi_R} > 0,6$, то $\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1$, если $\gamma_{s3} > 1,1$, то принимаем

$\gamma_{s3} = 1,1$.

Площадь преднапряженной арматуры A_{sp} равна:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b \cdot b \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s}, \quad (10)$$

где R_s по таблице 1.

Принимаем по сортаменту число и диаметр продольных рабочих стержней (приложение 2), выписывая фактическую площадь стержней, которую в дальнейшем принимаем в расчет.

Площадь одного стержня равна:

$$A_{sp1} = \frac{A_{sp}}{n},$$

где n - количество стержней в сечении см. рис. 1.

3. Если нейтральная ось в ребре (см. формулу 6), то расчет ведем в следующей последовательности:

- определяем площадь свесов полков:

$$A_{ov} = (b'_f - b) \cdot h'_f;$$

- конструктивно устанавливаем в сжатой зоне бетона арматуру A'_s в виде $2\varnothing 12$ класса А400 с площадью $A'_s = 226 \text{ мм}^2$ (приложение 2);

- определяем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; \quad (11)$$

- тогда $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$;

- площадь преднапряженной арматуры A_{sp} равна:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b \cdot b h_0 + R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s}{\gamma_{s3} R_s}. \quad (12)$$

Подбираем по сортаменту площадь и число стержней (приложение 2).

4. После проведения расчетов по сечению 1-1 и 2-2 окончательно принимаем A_{sp} равной большему значению и компануем сечение (рис. 2).

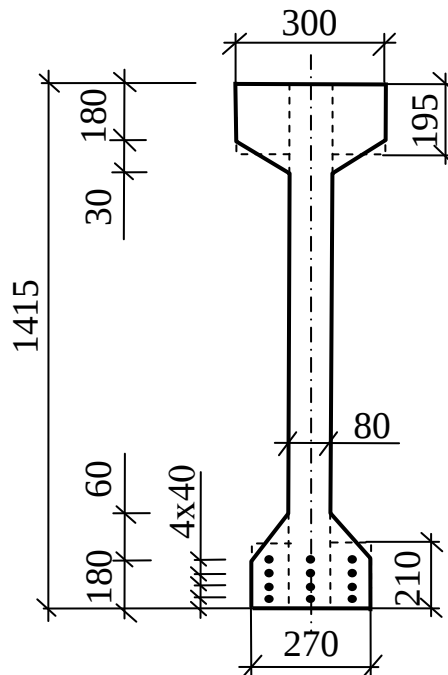


Рис. 2. Армирование сечения.

4. Расчет по предельным состояниям I группы - расчет балки на прочность по наклонному сечению

Расчетные наклонные сечения при расчете на поперечную силу находится в следующих местах:

сечение 1-1 – в месте перехода опорного ребра балки в стенку (на расстоянии не менее h_0);

сечение 2-2 – в месте начала уширения стенки;

сечение 3-3 – в пределах $1/3 \dots 1/4$ пролета под грузом (от ребер плиты) или в месте стыка сварных арматурных каркасов (рис. 3).

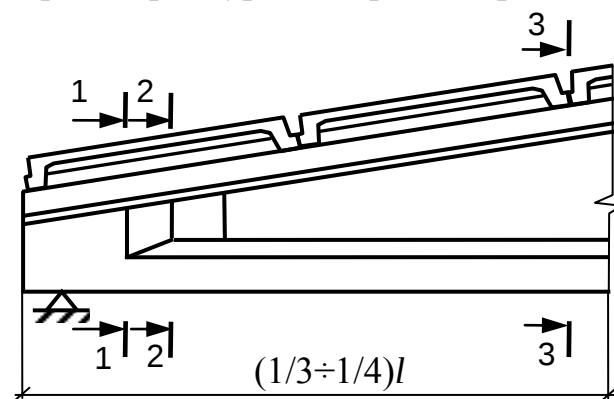


Рис. 3. Расчетные наклонные сечения в балке.

Расчет балки на прочность производим в следующей последовательности:

1. Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq 0,3R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (13)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры, не менее h_0 (см. сечение 1-1 рис. 3 $h_0 = h_{0п} - a$).

При переменной ширине b по высоте сечения в расчет (в формулу и последующие) вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок.

2. Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (14)$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении от внешних сил, в рассматриваемом сечении;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

3. Высота балки в рассматриваемом сечении определяется по формуле

при уклоне балки i .

$$h_X = h_{0п} + \frac{x}{i}, \quad (15)$$

где x - расстояние до рассматриваемого сечения;

$i = \operatorname{tg} \beta$ - β - угол наклона.

4. Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (16)$$

где $M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (17)$

R_{bt} - по табл. 2,

h_0 - по пункту 3 данного раздела,

b - по пункту 1 данного раздела.

$$Q_b \geq 0,5 \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$Q_b \leq 2,5 R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0$$

c - расстояние от опоры до начала трещины, определяемое по пункту 8 данного расчета.

5. Коэффициент φ_n определяем по формуле:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right), \quad (18)$$

где P - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяется по разделу 6 данных методических указаний;

R_b - по табл. 2;

A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки, см. рис. 3;

$$A_1 = bh.$$

6. Задаемся диаметром и шагом поперечных стержней:

- шаг поперечных стержней S_w на опирном участке назначаем минимальным из двух значений 300 мм и $0,5h_0$; в середине пролета S_{w1} - 500 мм и $0,75h_0$;

- диаметр поперечной арматуры первоначально назначаем 6 мм с $A_{sw1} = 0,283 \text{ см}^2$, т.к. в ребре 2 каркаса

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,283 \text{ см}^2 = 0,57 \text{ см}^2.$$

7. Усилие Q_{sw} определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0,$$

где q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}, \quad (19)$$

где R_{sw} - по таблице 1 для поперечного армирования можно использовать арматуру класса А240, А400 или В500.

8. Определяем расстояние от опоры до невыгоднейшего сечения c_1 :

$$c_1 = h_{01} \sqrt{\frac{1,5}{0,75q_{sw}/(\varphi_n R_{bt} b) + 1,5tg^2 \beta}}, \quad (20)$$

Если полученное расстояние $c_1 \leq c$ (c - см. по рис. 3), то далее принимаем $c = c_1$; если $c_1 > c$, то c оставляем принятым по сечению 2-2. Причем $c \leq 2h_0$, если $c > 2h_0$, то далее в расчет принимаем $c = 2h_0$.

При $c_1 \leq c \leq 2h_0$, то уточняем h_0 в сечении на расстоянии c_1 по формуле 14 данного раздела, находим площадь A_1 для данной высоты по формуле 18 и коэффициент φ_n по формуле 18.

9. Уточняем Q_b по формуле:

$$Q_b = \frac{1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c}. \quad (21)$$

10. Проверяем условие 14. Если условие выполняется, расчет данного сечения закончен, если не выполняется, то необходимо увеличить площадь поперечных стержней A_{sw1} в пункте 6 и далее пункты 7-10 повторить.

11. Изменение шага поперечных стержней в пролете до S_{w1} вызовет изменение $q_{sw} = q_{sw1}$ на опорном участке до значения $q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_{w1}}$ в середине пролета.

Длина участка l_1 , на котором поперечная арматура (хомуты) устанавливаются с шагом S_w (см. пункт 6) будет определяться в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

- если $\Delta q_{sw} < q_1$, где q_1 - действующая равномерно-распределенная нагрузка $l_1 = c - \frac{M/C + 0,75q_{sw1} \cdot c_0 - Q_{max} + q_1 c}{\Delta q_{sw}}, \quad (22)$

где $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_0$,

при этом если
$$\sqrt{\frac{M_1}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b}}, \quad c = \sqrt{\frac{M_1}{q_1 + 0,75q_{sw2}}};$$

- если $\Delta q_{sw} > q_1$,
$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b, \min} + 1,5q_{sw2} \cdot h_0)}{q_1} - 2h_0, \quad (23)$$

где $Q_{b, \min} = 0,5\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

12. При балках пролетом 18 и 24 м шаг хомутов может измениться по длине трижды, при этом расчет по изменению шага п. 11 производится для двух сечений. Для заочной формы обучения достаточно принять два шага S_w и S_{w1} (пункт 6).

5. Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь предварительного напряжения арматуры производим по приведенным геометрическим характеристикам сечения. Сечение приведено в середине пролета см. рис. 4.

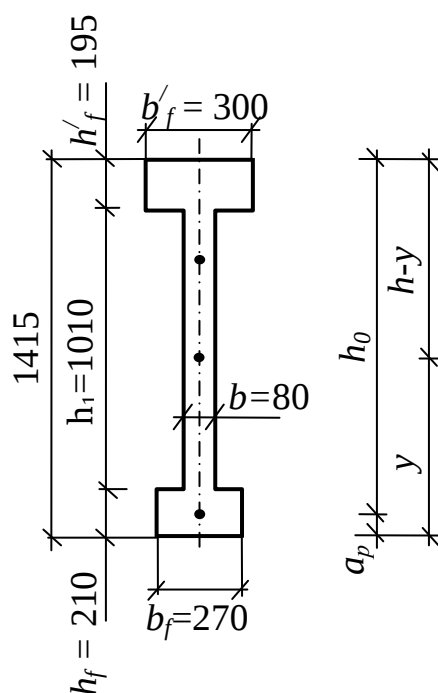


Рис. 4. Расчетное сечение балки.

1. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения, принимая коэффициент $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ (площадь сечения конструктивной ненапрягаемой арматуры не учитываем в виду ее малости). $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры, для арматурных канатов $E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа, E_b – модуль

упругости бетона по таблице 2в.

$$\text{Площадь приведенного сечения } A_{red} = A + \alpha A_{sp}, \quad (24)$$

где A - площадь бетонного сечения (см. рис. 4).

$$A = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b(h - h'_f - h_f)$$

Расстояние от центра тяжести сечения арматуры S до нижней грани балки (учитывая, что сечения всех четырех рядов арматуры одинаковой площади) и расстояние между ними $a_1 = 40$ мм см. рис 2 и рис. 4, то $a_p = (a_1 + 2a_1 + 3a_1 + 4a_1)/4$. Рабочая арматура может быть установлена в два или три ряда, тогда a_p определяется по формуле с учетом числа рядов.

2. Статический момент сечения бетона относительно нижней грани бетонного сечения.

$$S = \frac{b'_f \cdot h'_f \cdot (h - 0,5h'_f) + b(h - h'_f - h_f)}{[h - h'_f - 0,5(h - h'_f - h_f)] + b_f \cdot h_f \cdot 0,5h_f} \quad (25)$$

3. расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани балки $y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p)}{A_{red}}$, $y_{sp} = y - a_p$, $y'_{sp} = h - a'_p - y$, т.к. арматура A'_{sp} отсутствует, то $\alpha A'_{sp} (h - a'_p) = 0$. (26)

4. Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} \cdot y_{sp}'^2, \quad (27)$$

где $\alpha A'_{sp} \cdot y_{sp}'^2 = 0$, т.к. отсутствует верхняя преднапряженная арматура,

I - момент инерции бетонного сечения

$$I = \frac{b'_f \cdot h_f^3}{12} + b'_f \cdot h'_f (h - 0,5h'_f - y)^2 + \frac{b \cdot h_1^3}{12} + b \cdot h_1^3 (y - 0,5h_1)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + b_f h_f (y - 0,5h_f)^2,$$

где $h_1 = h - h_f - h'_f$.

5. Максимально допустимое значение σ_{sp} без учета потерь равно $\sigma_{sp} = 0,8R_{sn}$, R_{sn} по таблице 1.

6. Определим первые потери:

- потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$. (28)

- потери от температурного перепада между упорами стенда и арматурой

при $\Delta t = 65^\circ$ равны $\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t$ в МПа. (29)

- потери от деформации анкеров $\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s$, (30)

где l - длина балки плюс 2 м (расстояние до упоров),

E_s - по 1 пункту раздел 5, $\Delta l = 2$ мм.

- потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3}$ отсутствуют, поскольку усилие обжатия передается на упоры стенда.

Общая сумма первых потерь будет равна

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp4} \geq 100 \text{ МПа.} \quad (31)$$

Если $\Delta\sigma_{sp(1)}$ меньше 100 МПа, то далее принимаем $\Delta\sigma_{sp(1)} = 100$ МПа.

Усилие обжатия с учетом первых потерь и его эксцентриситет равны

$$P_{(1)} = (A_{sp} + A'_{sp})(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}), \quad (32)$$

$$e_{0p1} = \frac{A_{sp}y_{sp} - A'_{sp}y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}}, \quad (33)$$

где $A'_{sp} = 0$.

Проверим максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} при $y_s = y$ (см. формулу 26) и принимая момент от собственного веса M равным нулю

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1} \cdot y_s}{I_{red}} < 0,9R_{bp}. \quad (34)$$

7. Определяем вторые потери напряжений.

- потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s$, (35)

где $\varepsilon_{b,sh}$ - деформации усадки бетона принимаемые:

0,0002 – для бетона классов В35 и ниже; 0,00025 – для бетона класса В40;
0,0003 – для бетона класса В45 и выше.

E_s – модуль упругости арматуры по пункту 1 раздел 5.

- потери напряжений в напрягаемой растянутой арматуре от ползучести

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{e_{0p1} \cdot y_s A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}, \quad (36)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона по таблице 7.

В курсовом проекте влажность принимаем нормальной.

- α - по пункту 1 раздел 5; - $\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A}$ - коэффициент армирования;

Таблица 7

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\phi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 75 (повышенная)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75 (нормальная)	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

- A - площадь бетонного сечения см. формулу 24;

- σ_{bp} - напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1} \cdot y_s}{I_{red}} - \frac{M \cdot y_s}{I_{red}},$$

e_{0p1} , $P_{(1)}$ - по формулам 32, 33,

y_{sp} - по формуле 26, A_{red} - по формуле 24, I_{red} - по формуле 27,

$$M = \frac{q_w l_1^2}{8} \quad (\text{здесь } l_1 = l - 2,5 \text{ м - расстояние между прокладками при хранении балки}),$$

$q_w = \frac{C_{T6}}{l}$ - нагрузка от веса балки C_{T6} см. приложение 1, l - пролет балки в м.

балки в м.

Напряжения σ_{bp} с учетом всех потерь равны для арматуры S :

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} - \Delta\sigma_{sp5} - \Delta\sigma_{sp6}. \quad (37)$$

8. Определим усилие обжатия с учетом всех потерь P и его эксцентриситет e_{0p} :

$$P = \sigma_{sp(2)} A_{sp}, \quad (38)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp(2)} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}}{P}. \quad (39)$$

6. Расчет балки по образованию трещин

Определим момент образования трещин:

$$M_{crc} = \gamma \cdot W_{red} \cdot R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r), \quad (40)$$

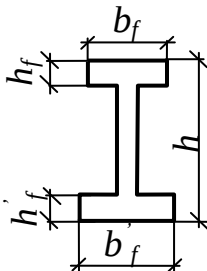
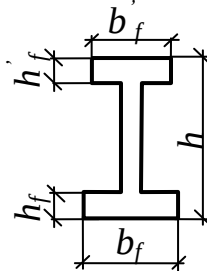
где $W_{red} = \frac{I_{red}}{y}$ - момент сопротивления приведенного сечения,

y - пункт 3 раздел 5, I_{red} - формула 27,

γ - коэффициент определяемый по таблице 8.

R - по формуле 38, e_{0p} - по формуле 39.

Таблица 8

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f / b \leq 3$:		
а) при $b_f / b \leq 2$	1,20	
б) при $2 < b_f / b \leq 6$	1,15	
в) при $b_f / b > 6$	1,10	
Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f / b \leq 3$:		
а) при $b_f / b \leq 4$ независимо от отношения h_f / h	1,25	
б) при $b_f / b > 4$ и $h_f / h \geq 0,2$	1,20	
в) при $b_f / b > 4$ и $h_f / h < 0,2$	1,25	

$R_{bt,ser}$ - по таблице 2б;

r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (41)$$

где A_{red} - по формуле 24, W_{red} - см. формулу 40.

Если $M_{crc} \geq M_n$, где $M_n = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8}$ - изгибающий момент от внешней нормативной нагрузки (где q_n по формуле 2), то трещины в балке не образуются, и переходим к разделу 8. Если условие не выполняется, то нормальные трещины в балке образуются, и требуется определить ширину их раскрытия (раздел 7).

7. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси

1. Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s, \quad (42)$$

где σ_s - приращение напряжений в продольной предварительно напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки, определяемое по формуле 43;

l_s - базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно по формуле 45;

φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным (см. пункт 5 раздела 7): 1,0 - при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль арматуры и принимаемый равным: 0,5 - для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 - для гладкой арматуры (класса A240). В курсовом проекте принимаем $\varphi_2 = 0,5$;

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, определяемый по формуле 46.

2. Для двутавровых сечений значение σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}}, \quad (43)$$

где z - плечо внутренней пары сил, равное $z = \zeta \cdot h_0$, а коэффициент ζ определяется по таблице 9 по значению $\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0}$,

$$M_s = M_n + P \cdot e_{sp}, \quad (44)$$

M_n - по разделу 6, P - по формуле 38,

$$e_{sp} = y_{sp} - e_{0p},$$

где y_{sp} - по формуле 26, e_{0p} - по формуле 39.

3. Базовое расстояние между трещинами l_s определяется по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s, \quad (45)$$

где d_s - диаметр преднапряженной арматуры;

A_{sp} - площадь преднапряженной арматуры, определена по формуле 12;

A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона, определяемого по формуле:

$$A_{bt} = b \cdot y_1,$$

где $y_1 = \kappa \cdot y_0$, y_0 - высота растянутой зоны бетона должна быть не менее $2a$ и не более $0,5h$, определяемая по формуле при $S_{red} = A_{red} \cdot y$,

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}} \quad (46)$$

κ - коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона, равный для двутавровых сечений 0,95.

Таблица 9

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$, 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	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s1}A'_s}{bh_0}$; $e_s = \frac{M_s}{P}$; $\mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1}A_{sp} + \alpha_{s1}A_s}{bh_0}$												

Причем значение l_s должно быть не менее $10d$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм. Если значение l_s выходит за ограничения, то его принимают равным данному ограничению.

4. Значения коэффициента ψ_s определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}, \quad (47)$$

где $\sigma_{s,crc}$ - приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по формуле

$$\sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc}/z - P}{A_{sp}}, \text{ где } M_{crc} - \text{ по формуле 40;}$$

σ_s - то же, при действии рассматриваемой нагрузки по формуле 43.

Если $\sigma_{crc} > \sigma_s$ принимают $\psi_s = 0,2$.

5. Ширину раскрытия трещин принимают равной:

$$\text{- при продолжительном раскрытии } a_{crc} = a_{crc1}; \quad (48)$$

$$\text{- при непродолжительном раскрытии } a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (49)$$

где a_{crc1} - ширина раскрытия трещин, определяемая по формуле 42 при $\phi_1 = 1,4$ и при действии постоянных и длительных нагрузок (т.е. при $M = M_l$), где M_l определяется по формуле 52;

a_{crc2} - то же, при $\phi_1 = 1,0$ и действии всех нормативных нагрузок (т.е. при M_n);

a_{crc3} - то же, при $\phi_1 = 1,0$ и действии постоянных и длительных нагрузок (т.е. при $M = M_l$).

Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также определять по формуле

$$a_{crc} = a_{crc2}(1 + 0,4A), \quad (50)$$

$$\text{где } A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}}, \quad (51)$$

а значения σ_s , σ_{sl} , $\sigma_{s,crc}$ определяются по формуле 43 при действии моментов соответственно:

M - от полного значения нагрузок по формуле 5;

M_l - от постоянной и длительной временной нагрузки определяется по

$$\text{формуле: } M_l = \frac{q_l \cdot L_0^2}{8}, \quad (52)$$

$$\text{где } q_l = (g_n + 0,5p_n)B + \frac{C_{T\sigma}}{l},$$

g_n - постоянная нормативная нагрузка из таблицы 3,

p_n - снеговая нормативная нагрузка из таблицы 3,

B - шаг балок (6 или 12 м по заданию),

$C_{T\delta}$ - собственный вес балки по приложению 1,

l - пролет балки.

При этом если выполняется условие $A > t$, можно проверять только продолжительное раскрытие трещин, а если условие не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Здесь: $t = 0,68$ - при допустимой ширине продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин равных соответственно 0,3 и 0,4 мм;

$t = 0,59$ - при этих величинах, равных 0,2 и 0,3 мм;

$t = 0,42$ - при этих величинах, равных 0,1 и 0,2 мм.

6. Проверяют условие $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$,

где a_{crc} - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая по формулам 48,49,50.

$a_{crc,ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

а) из условия обеспечения сохранности арматуры:

- классов A240 – A600, B500:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

- классов A800, A1000, а также Bp1200-Bp1400, K1400, K1500 (K-19) и K1500 (K-7) диаметром 12 мм:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

- классов Bp1500, K1500 (K-7) диаметром 6 и 9 мм:

0,1 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

б) из условия ограничения проницаемости конструкций:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

8. Расчет балки по деформациям

Расчет предварительно напряженных элементов по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;

постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетико-психологическими требованиями.

Значения предельно допустимых деформаций элементов принимают согласно [1].

Для балок пролетом от 12 м до 24 м

$$f_{ult} = 1/250l,$$

где l - пролет балки, принимаемый равным l_0 см. формулу 4.

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (53)$$

где f - прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} - значение предельно допустимого прогиба.

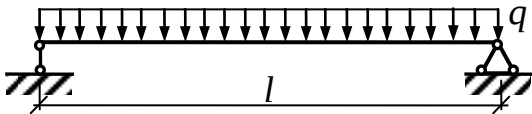
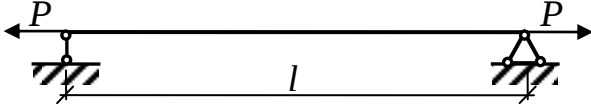
Для балки шарнирно опертой на кирпичные стены и загруженной равномерно-распределенной нагрузкой прогиб определяем в середине пролета как наиболее напряженного сечения по формуле:

$$f = \left(\frac{1}{r} \right)_{\max} S \cdot l^2, \quad (54)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ - полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом;

S - коэффициент, принимаемый по таблице 10.

Таблица 10

Схема нагружения свободно опертой балки		Коэффициент S
1.		$\frac{5}{48}$
2.		$\frac{1}{8}$

Элементы или участки элемента рассматривают без трещин, если трещины не образуются (т.е. выполняется условие (42)) при действии полной нагрузки, включающей постоянную, временную длительную и кратковременную нагрузки, с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, а также усилия предварительного обжатия, т.е. по нормативным нагрузкам.

Полный прогиб изгибаемых элементов определяют:

а) для участков без трещин в растянутой зоне по формуле

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4, \quad (55)$$

где f_1 и f_2 - прогиб соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

f_3 - прогиб от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия P (т.е. при действии $M = Pe_{0p}$);

f_4 - прогиб, обусловленный остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ и собственного веса элемента.

б) для участков с трещинами в растянутой зоне по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4, \quad (56)$$

где f_1 - прогиб от непродолжительного действия всех нагрузок, на которые производят расчет по деформациям;

f_2 - прогиб от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

f_3 - прогиб от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

f_4 - прогиб, обусловленный остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ и собственного веса элемента.

8.1. Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке без трещин в растянутой зоне

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} \cdot I_{red}}, \quad (57)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равном $\alpha = E_s/E_{b1}$

(по формуле 27);

E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

- при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85E_b. \quad (58)$$

- при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (59)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона, принимаемый по таблице 7;

E_b - по таблице 2в.

1. Определяем:

- M_n по разделу 6 от полного значения нагрузки q по нормативным значениям;

- M_l по формуле (52) от постоянных и длительных нагрузок по нормативным значениям;

- момент от действия кратковременных нагрузок, значение момента ($M_n - M_l$).

2. Определяем кривизну элемента:

- от непродолжительного действия кратковременных нагрузок $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, подставляя в формулу – значения момента ($M_n - M_l$) и E_{b1} по формуле 58;

- от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $\left(\frac{1}{r}\right)_2$, подставляя в формулу – значение момента M_l и E_{b1} по формуле 59;

- от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия $\left(\frac{1}{r}\right)_3$, подставляя в формулу – значение $M = Pe_{0p}$ (см. 38, 39) и E_{b1} по формуле 58;

- от выгиба элемента вследствие ползучести и усадки бетона $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ на стадии изготовления по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb}}{E_s \cdot h_0}, \quad (60)$$

где $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа; $h_0 = h - a$ - рабочая высота сечения;

$\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$ (см. формулы 35, 36);

3. Полный прогиб элемента определяется по формуле 55, подставляя коэффициент S из таблицы 10 (1) в f_1 и f_2 и S_1 в f_3 и f_4 . Прогибы f_1 , f_2 , f_3 , f_4 определяют по формуле 54.

4. По формуле 55 определяем полный прогиб и сравниваем с допустимым по условию 53. Если условие выполняется, то расчет по деформациям закончен, если условие не выполняется, то необходимо увеличить армирование, пересчитать I_{red} по разделу 5 и расчет повторить снова.

8.2. Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

Кривизну изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}, \quad (61)$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, принимаемый

равным $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}$, где значение $\varepsilon_{b1,red}$ равно:

при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$;

при продолжительном действии нагрузки в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды (%):

при $W > 75$ $\varepsilon_{b1,red} = 24 \cdot 10^{-4}$;

при $75 \geq W \geq 40$ $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$;

при $W < 40$ $\varepsilon_{b1,red} = 34 \cdot 10^{-4}$.

В курсовом проекте принимаем $W = 60 \div 65$ %.

Далее определяем

- для арматуры растянутой зоны - $\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}}$, (62)

где ψ_s - см. формулу 47.

- коэффициент $\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0}$; (63)

- коэффициент армирования $\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0}$; (64)

$$\text{- эксцентриситет } e_s = \frac{M}{P}; \quad (65)$$

φ_c - коэффициент, определяемый по табл. 11 в зависимости от φ_f , $\mu\alpha_{s2}$, e_s/h_0 .

Расчет балки на участке с трещинами в растянутой зоне ведем в следующей последовательности:

1. Определяем момент от постоянных и длительных нагрузок M_l (формула 52);

2. Находим $\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_l}{P \cdot h_0}$, где P - по формуле 38;

3. По формуле (63) находим φ_f и по формуле (62) находим α_{s2} , по формуле (64) находим μ и e_s по формуле 65.

4. По формуле 47 находим коэффициент ψ_s ;

5. По формуле 61 находим $E_{b,red}$;

6. По табл. 11 находим φ_c ;

7. По формуле 61 определяем $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ от действия M_l . Прогиб балки по упрощенной формуле равен $f = \left(\frac{1}{r}\right)_3 \cdot S \cdot l^2 < f_{ult}$,

где $S = 5/48$, f_{ult} - см. формулу 53.

Если $f < f_{ult}$, расчет прогиба закончен, т.к. удовлетворяет эстетическим требованиям, если условие не выполняется, определяем прогиб по уточненной формуле по методике изложенной далее.

8. Кривизна, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести определяется

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s \cdot h_0}, \quad (66)$$

где $\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$ для нижней арматуры, $\Delta\sigma_{sp5}$, $\Delta\sigma_{sp6}$ - см. раздел 5 п. 7, $\sigma'_{sb} = 0$, ввиду отсутствия верхней напрягаемой арматуры.

Таблица 11

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,44
	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
0,4	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	$\geq 1,3$	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,6	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,51	0,55	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,55	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81
		$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f - (A'_{sp} + A_s) \cdot \alpha_{s1}}{b \cdot h_0}; \quad \mu\alpha_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{b \cdot h_0}; \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{P \cdot h_0}$															

9. Кривизна в середине пролета от внешней длительной нагрузки равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1} I_{red}}, \quad (67)$$

где $E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{cr}}$, E_b - по таблице 2в, M_l - по формуле 52,

φ_{cr} - по таблице 12.

Таблица 12

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 75 (повышенная)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75 (нормальная)	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства. В курсовом проекте принимаем 40-75 %.

10. Полная кривизна элемента будет складываться

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{el} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 \right]. \quad (68)$$

11. Находим соотношение M_{crc} / M ,

где M_{crc} - по разделу 6 формула (40) и далее по таблице 13 находим S_{crc} .

Таблица 13

m	S_{crc}	m	S_{crc}	m	S_{crc}
1,00	0,1042	0,92	0,0449	0,70	0,0128
0,99	0,0805	0,90	0,0396	0,60	0,0071
0,98	0,0715	0,85	0,0295	0,50	0,0037
0,96	0,0597	0,80	0,0223	0,40	0,0017
0,94	0,0514	0,75	0,0169	0,30	0,0007
0,92	0,0449	0,70	0,0128	$\leq 0,20$	0,0000
$S_{crc} = \frac{1}{6} - \frac{(2+m)\sqrt{1-m}}{12} - \frac{m^2}{16}; \quad m = \frac{M_{crc}}{M_{max}}$					

12. Прогиб балки по уточненной формуле от постоянных и длительных нагрузок будет равен:

$$f = \left\{ \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r} \right)_3 - S_{crc} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_3 - \left(\frac{1}{r} \right)_{el} \right] - \frac{1}{48} \left(\frac{1}{r} \right)_3 \right\} l^2 < f_{ult}, \quad (69)$$

т.е. условие выполнено по эстетическим требованиям.

Если условие не выполнено, необходимо увеличить площадь арматуры или бетонного сечения и разделы 5 и далее пересчитать. В курсовом проекте пересчитывать не требуется только записать заключение о расчете.

13. Далее определяем прогиб от всех нагрузок, определяя $\left(\frac{1}{r} \right)_1$ по формуле (70) от всей нагрузки на действие момента M определенной раздел 7 пункт 5, а $\left(\frac{1}{r} \right)_2$ - от длительной составляющей принимая непродолжительное

действие нагрузок на действие M_l по формуле 52, т.е. $\varepsilon_{bl,red} = 15 \cdot 10^4$,

$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{bl,red}}$, потом по табл. 11, при $\mu \alpha_{s2} = \mu \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}}$ определяем φ_f и

$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_l}{P \cdot h_0}$ находим φ_c .

Кривизна от полной нагрузки

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}. \quad (70)$$

Полная кривизна в середине пролета с учетом наличия трещин

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{\max} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 - \left(\frac{1}{r} \right)_2 + \left(\frac{1}{r} \right)_3. \quad (71)$$

Полная кривизна без учета наличия трещин определим прибавив к вычисленному значению кривизну $\left(\frac{1}{r} \right)_1^*$ от кратковременного момента к кривизне

$\left(\frac{1}{r} \right)_{el}$, определенного по пункту 10.

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1^* = \frac{M - M_l}{E_{b1} \cdot I_{red}}, \quad (72)$$

где $E_{b1} = 0,85 E_b$,

$$I_{red} - \text{по формуле 27, тогда } \left(\frac{1}{r} \right)_{el}^* = \left(\frac{1}{r} \right)_1^* + \left(\frac{1}{r} \right)_{el}. \quad (73)$$

Подставляя полученные значения в формулу получаем полный прогиб

$$f = \left\{ \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r} \right)_{\max} - S_{crc} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_{\max} - \left(\frac{1}{r} \right)_{el}^* \right] - \frac{1}{48} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_3 + \left(\frac{1}{r} \right)_4 \right] \right\} \cdot l^2 \leq f_{ult} \quad (74)$$

Если условие 74 выполнено расчет закончен, если условие 74 не выполняется, то требуется увеличение площади бетонного сечения или арматуры и расчет повторить снова, в курсовом проекте перерасчета не требуется, необходимо написать заключение о результате расчета.

9. Графическая часть

Графическая часть выполняется на формате А2 или 2 формата А3 и включает в себя:

- опалубочный чертеж с установкой закладных деталей;
- армирование балки;
- сечения балки в середине и на опоре;
- арматурные изделия (каркасы);
- спецификацию.

Пример графической части приведен в приложении 3.

По позициям графической части составляется спецификация на армирование балки, пример которой приведен в табл. 14.

Таблица 14

Спецификация арматуры балки Б-1

Поз	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. кг	Примечание
	<i>Отдельные стержни</i>				
1	ГОСТ 5781-82	Ø10 A500 L=17960	12	11,1	133,2
	<i>Каркасы Кр-1</i>		4	9,4	37,6
2	ГОСТ 5781-82 Кр-1	Ø10 A240 L=2850	1	1,8	1,8
3	ГОСТ 5781-82 Кр-1	Ø10 A400 L=2750	2	1,7	3,4
4	ГОСТ 5781-82 Кр-1	Ø6 A400 L=1000÷780	19	0,2	4,2
...					
	<i>Сетки</i>				
С-1	ГОСТ 23 279-85	$\frac{5B500 - 60}{5B500 - 40} 680 \times 8800 \frac{170}{25}$	8	9,2	73,6
11	ГОСТ 6727-80 С-1	Ø5 B500 L=680	36	0,1	3,6
12	ГОСТ 6727-80 С-1	Ø5 B500 L=8800	4	1,4	5,6
...					

Поз	Обозначение	Наименование	Кол- во	Масса, ед. кг	Примеч ание
	Закладные детали				
M1	ГОСТ 380-71	— 200х6 L=100	2	9,4	18,8
M2	ГОСТ 380-71	— 200х6 L=200	4	18,8	37,6
M3	ГОСТ 380-71	— 180х10 L=400	2	56,52	113,04

Литература

1. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85*. /Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 44 с.
2. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-2003 /Госстрой России. – М.: ГУП «НИИЖБ»;ФГУП ЦПП, 2004. – 54 с.
3. Свод правил. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: СП 52-102-2004 /Госстрой России. – М.: ГУП «НИИЖБ»;ФГУП ЦПП, 2006. – 46 с.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). – М.: Ассоциация «Железобетон»;ГУП НИИЖБ;ЦНИИ Промзданий, 2006. – 86 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). – М.: ОАО ЦНИИ Промзданий, 2005. – 214 с.

Содержание

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. Материалы, используемые для изготовления балок.....	4
2. Сбор нагрузки на балку	5
3. Расчет по предельным состояниям I группы – расчет по прочности по нормальному сечению	7
4. Расчет по предельным состояниям I группы - расчет балки на прочность по наклонному сечению	12
5. Определение потерь предварительного напряжения арматуры.....	15
6. Расчет балки по образованию трещин	18
7. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси	19
8. Расчет балки по деформациям	23
8.1. Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке без трещин в растянутой зоне	25
8.2. Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне	27
9. Графическая часть.....	33
Литература	34
Содержание.....	34
Приложения	35

Двускатные предварительно напряженные балки покрытия

Пролёт балки	Общий вид балок пролётом 12, 15 и 18 м. Шаг балок 6 м.	Поперечное сечение 2 - 2	Расчетное сечение 2 - 2	Масса балки (т)
12 м				4,1
15 м				6,7
18 м				9,1
24 м				9,1

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения при количестве стержней, см ²										Масса, 1 м, кг	Арматура								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Стержневая классов						Проволочная классов		
												AI	AII	AIII	AIV	AV	AVI	BpI	BII	BpII
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	-	x	-	-
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	-	-	-	-	-	-	x	x	-
5	0,1 96	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	-	x	x	x
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	x	-	x	-	-	-	x	x	x
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	x	x	x
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	x	-	x	-	-	-	x	x	x
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	x	x	x	x	x	x	x	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	x	x	x	x	x	x	x	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	x	x	x	x	x	x	x	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	x	x	x	x	x	x	-	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	x	x	x	x	x	x	-	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	-	x	x	x	x	x	-	-	-
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	x	x	x	x	x	x	-	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	-	x	x	x	x	x	-	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	-	x	x	x	x	x	-	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	-	x	x	x	x	x	-	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	-	-	x	-	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	-	-	x	-	-	-	-	-	-

Примечание. Значком «х» отмечены прокатываемые диаметры.

Балка Б-1

