

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

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

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНЫХ КОЛОНН И ФУНДАМЕНТОВ

Методические указания для самостоятельной работы

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

Пенза 2015

УДК 624.075.28

ББК 38.58

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 и конструирование сборных колонн и фундаментов: метод.
P24 указания для самостоятельной работы / Н.Н. Ласьков. – Пенза:
ПГУАС, 2015. – 14 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. СБОРНАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОЛОННА

Требуется запроектировать среднюю колонну первого этажа 4-х этажного здания (без подвала).

Сетка колонн 6×7 м, высота этажа – 4,8 м.

Снеговой район – IV. Нагрузка от веса плит покрытия и кровли – $5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Колонна проектируется из тяжёлого бетона класса В35 с продольной рабочей арматурой класса А400.

Расчёт прочности колонны выполняется на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом и заключается в подборе продольной арматуры.

Определяется нагрузка на колонну с грузовой площадки, соответствующей заданной сетке колонн $7 \times 6 = 42 \text{ м}^2$ и коэффициентом надёжности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (для II класса ответственности здания). На колонну первого этажа передаётся нагрузка от 3-х перекрытий (при числе этажей – 4) и от одного покрытия (см. рис. 1).

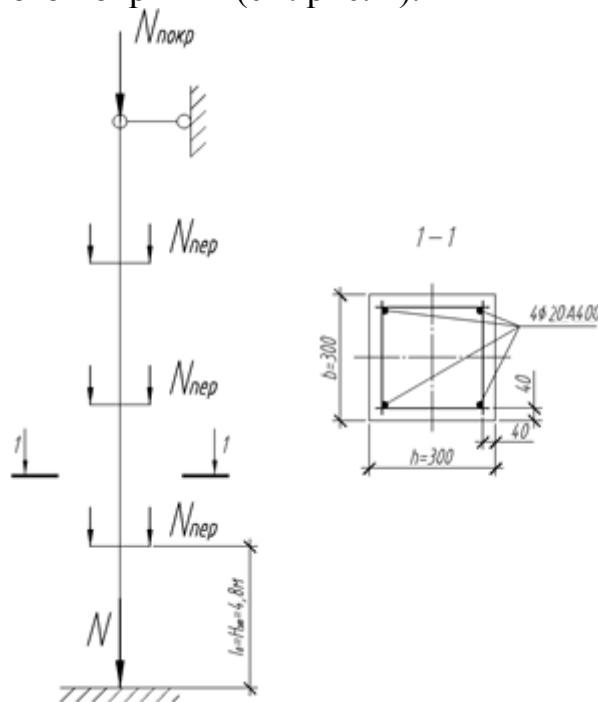


Рис. 1. Расчётная схема колонны

Нагрузка от одного перекрытия:

– от веса плиты перекрытия, пола и временная нагрузка (см. табл. 1): $10,26 \cdot 42 \cdot 0,95 = 409,4 \text{ кН}$;

– от собственного веса ригеля сечением $b \cdot h = 0,25 \times 0,6 \text{ м}$ длиной $l_2 = 7 \text{ м}$ при плотности железобетона $\gamma = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ и $\gamma_f = 1,1$:
 $0,25 \cdot 0,6 \cdot 7 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 27,4 \text{ кН}$.

– от собственного веса колонны сечением $b \cdot h = 0,3 \times 0,3$ м при высоте этажа 4,8 м: $0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,8 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 11,3$ кН.

Таким образом, полная расчётная нагрузка на колонну от одного перекрытия составит $N_{\text{пер}} = 409,4 + 27,4 + 11,3 = 448,1$ кН.

Нагрузка от покрытия:

– постоянная нагрузка составит $5 \cdot 42 \cdot 0,95 = 199,5$ кН при распределённой нагрузке от кровли и плит, равной $5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

– временная нагрузка от снега (IV снеговой район, 2,4 кПа) будет равна

$$2,4 \cdot 42 \cdot 0,95 = 95,76 \text{ кН.}$$

Таким образом, полная расчётная нагрузка от покрытия с учётом нагрузки от ригеля и колонны верхнего этажа составит $N_{\text{покр}} = 199,5 + 95,76 + 27,4 + 11,3 = 333,96$ кН.

Суммарная (максимальная) величина продольной силы в колонне первого этажа (при заданном количестве этажей – 4):

$$N = N_{\text{пер}} \cdot (4 - 1) + N_{\text{покр}} = 448,1 \cdot (4 - 1) + 333,96 = 1678,26 \text{ кН.}$$

Расчетные характеристики материалов:

– бетон – тяжелый класса В35, $R_b = 19,5$ МПа.

– продольная арматура – напрягаемая класса А400, $R_s = 355$ МПа.

Расчет прочности колонны 1-го этажа

Рабочая высота колонны l_0 принимается равной высоте этажа $H = 4,8$ м.

Принимается начальный эксцентриситет $e_0 = 1$ см, так как при свободном опирании момент в опоре приближен к 0.

Вычисляются величины случайных эксцентриситетов

$$e_a = \frac{480}{600} = \frac{480}{600} = 0,0056 = 0,8 \text{ см;}$$

$$e_a = \frac{h_k}{30} = \frac{0,3}{30} = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см;}$$

Так как разница между начальным и случайными эксцентриситетами минимальна, Расчет колонны проводится как для элемента, сжатого со случайными эксцентриситетами.

Вычисляется гибкость стойки

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{480}{30} = 16 > 4,0.$$

Необходим учет влияния прогиба на начальный эксцентриситет.

Уравнение прочности сжатого со случайными эксцентриситетами элемента

$$N \leq \varphi(R_b b h_0 + R_{sc} A'_s),$$

где $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s$, причем $\varphi \leq \varphi_{sb}$, $\alpha_s = \frac{\mu R_s}{R_b}$.

Принимается отношение $\frac{N_{пл}}{N} = 1$,

где $N_{пл}$ – расчетная продольная сила от постоянной и длительной нагрузки.

По таблице приложения 9 находятся коэффициенты φ_b и φ_{sb} из предположения, что промежуточные стержни в сечении отсутствуют:

$$\varphi_b = 0,89;$$

$$\varphi_{sb} = 0,90.$$

Принимается коэффициент $\varphi = \varphi_b = 0,89$.

$$A_s = \frac{N - \varphi R_b b h_0}{\varphi R_s} = \frac{1678,26 - 0,89 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,26}{0,89 \cdot 355 \cdot 10^3} = 10,27 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 \\ == 7,31 \text{ см}^2.$$

Количество арматуры определяется исходя из минимального коэффициента армирования $\mu_{min} = 0,15\%$.

$$A_s = A'_s = \mu_{min} b h_0 = 0,15 \cdot 0,3 \cdot 0,26 = 1,17 \text{ см}^2.$$

Принимается арматура 4Ø20 А400 с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Поперечная арматура принимается в соответствии с требованиями [1]. Диаметр назначается не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее Ø6 мм. Принимается арматура из стержней А240Ø6.

Шаг арматуры устанавливается не более 15 d (d – диаметр продольной арматуры) и не более 500 мм. Принимается шаг 400 мм.

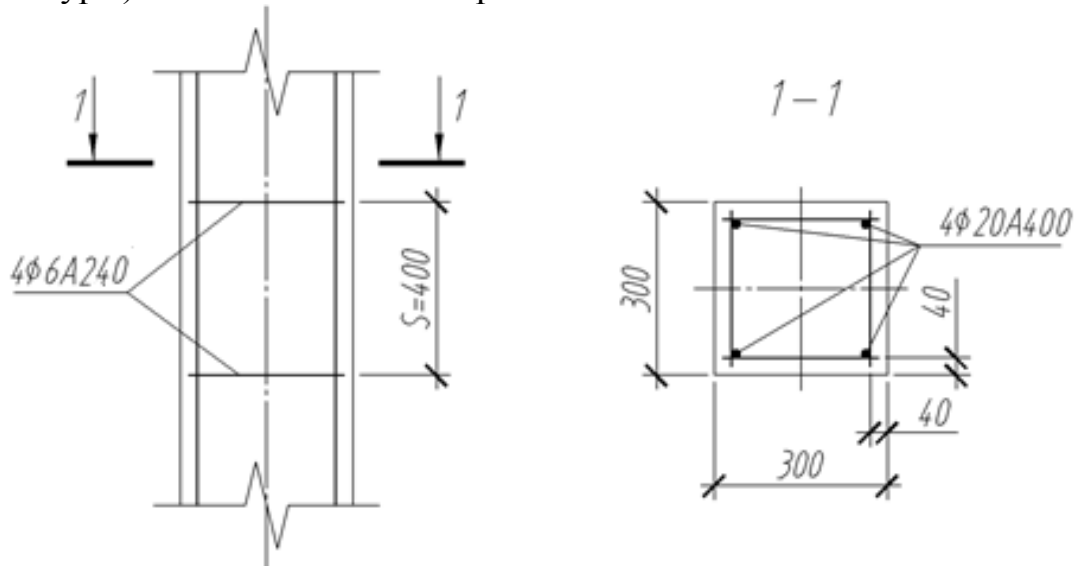


Рис. 2. Детали армирования колонны

2. ЦЕНТРАЛЬНО-НАГРУЖЕННЫЙ ФУНДАМЕНТ

Нормативное продольное усилие на фундамент

$$N_{ser} = \frac{N}{\gamma_f} = \frac{1678,26}{1,15} = 1459,36 \text{ кН},$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Условное расчетное сопротивление грунта и глубина заложения фундамента (по заданию):

$$R_0 = 0,3 \text{ МПа};$$

$$H_1 = 1,5 \text{ м}.$$

Требуемая площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m H_1} = \frac{1459,36}{0,3 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,5} = 5,4 \text{ м}^2,$$

где γ_m – вес фундамента и грунта на его обрезах (обычно $20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$).

Высота фундамента должна обеспечивать неизменяемость расчетной схемы сооружения, а также прочность самого фундамента, не допуская продавливания.

Сторона фундамента принимается не менее

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{5,4} = 2,32 \text{ м}.$$

Принимается сторона 2,4 м.

Условие прочности на продавливание

$$h_0 = -\frac{h_k}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -\frac{0,3}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1678,26}{1,3 \cdot 10^3 + 0,3 \cdot 10^3}} = 0,36 \text{ м},$$

где p – реакция грунта под подошвой фундамента от расчетных нагрузок.

$$p = \frac{N}{A} = \frac{1678,26}{5,4} = 310 \text{ кПа} \cong R_0 = 0,3 \text{ МПа}.$$

Высота фундамента определяется исходя из надежности заделки колонны в фундаменте

$$H = 1,5h_k + 250 = 1,5 \cdot 300 + 250 = 700 \text{ мм}.$$

Высота фундамента в зависимости от необходимой зоны анкерования продольной арматуры колонны в фундаменте

$$H = l_{ан} + 250 = 24 \cdot \emptyset + 250 = 24 \cdot 20 + 250 = 730 \text{ мм}.$$

Принимается высота 750 мм со ступенями высотой 400 и 350 мм соответственно.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента рабочая высота фундамента

$$h_0 = H - a = 750 - 50 = 700 \text{ мм},$$

а для первой ступени

$$h_{01} = 400 - 50 = 350 \text{ мм}.$$

Также для обеспечения прочности фундамента от скалывания ширина верхней ступени принимается такой, чтобы линия пересечения граней уступов не выходила за условную линию, проведенную под углом 45° . Принимается $a_1 = 900$ мм.

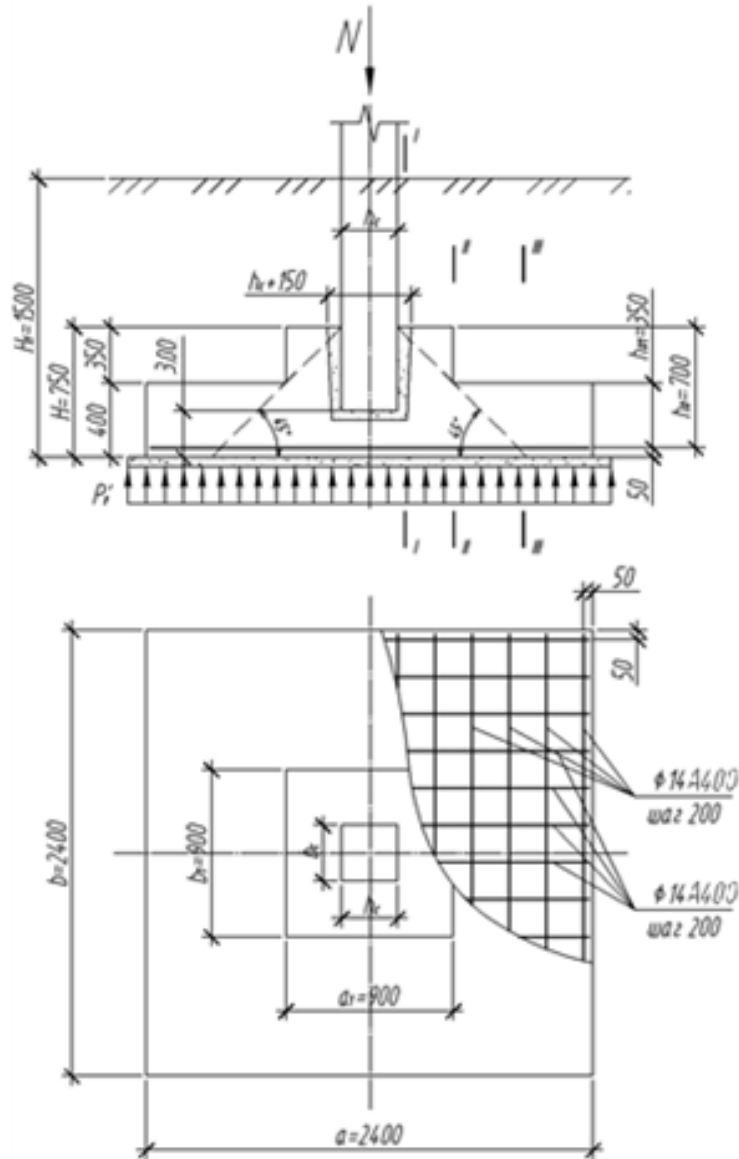


Рис. 3. Расчётные сечения и армирование фундамента

Расчет прочности подошвы фундамента

Определяются значения изгибающих моментов в расчётных сечениях по грани сечения колонны (сечение I–I) и по грани первой ступени (сечение II–II)

$$M_{I-I} = \frac{p(a - h_k)^2 b}{8} = \frac{300 \cdot (2,4 - 0,3)^2 \cdot 2,4}{8} = 396,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{II-II} = \frac{p(a - a_1)^2 b}{8} = \frac{300 \cdot (2,4 - 0,9)^2 \cdot 2,4}{8} = 202,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Площадь сечения арматуры в расчетных сечениях.

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

$$A_{s I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9R_s h_0} = \frac{396,9}{0,9 \cdot 355 \cdot 10^3 \cdot 0,7} = 0,0017,7 \text{ м}^2 = 17,7 \text{ см}^2,$$

$$A_{s II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9R_s h_{01}} = \frac{202,5}{0,9 \cdot 355 \cdot 10^3 \cdot 0,35} = 0,00157 \text{ м}^2 = 18,1 \text{ см}^2.$$

Принимается нестандартная сварная сетка с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 12Ø14 А400 ($A_s = 18,47 \text{ см}^2$) с шагом стержней 200 мм.

Процент армирования расчётных сечений с учётом фактически принятой арматуры равен

$$\mu_{I-I} = \frac{A_s}{b_f \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1847}{900 \cdot 700} \cdot 100\% = 0,29\%,$$

$$\mu_{II-II} = \frac{A_s}{b \cdot h_{01}} \cdot 100\% = \frac{1847}{2400 \cdot 700} \cdot 100\% = 0,11\%,$$

что больше $\mu_{min} = 0,05\%$.

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
	$R_{bл}$	R_b	$R_{bt,л}$	R_{bt}	
B10	7,5	6,0	0,85	0,56	$19,0 \cdot 10^3$
B15	11,0	8,5	1,1	0,75	$24,0 \cdot 10^3$
B20	15,0	11,5	1,35	0,90	$27,5 \cdot 10^3$
B25	18,5	14,5	1,55	1,05	$30,0 \cdot 10^3$
B30	22,0	17,0	1,75	1,15	$32,5 \cdot 10^3$
B35	25,5	19,5	1,95	1,30	$34,5 \cdot 10^3$
B40	29,0	22,0	2,1	1,40	$36,0 \cdot 10^3$
B45	32,0	25,0	2,25	1,50	$37,0 \cdot 10^3$
B50	36,0	27,5	2,45	1,60	$38,0 \cdot 10^3$
B55	39,5	30,0	2,60	1,70	$39,0 \cdot 10^3$
B60	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 $R_{s,ser} (R_{sn})$	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
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>	<i>14</i>	<i>15</i>
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.

Значения коэффициентов φ_b и φ_{sb} для расчета сжатых элементов из тяжелого бетона

Условия армирования	$\frac{N_e}{N}$	φ	Коэффициенты φ_b и φ_{sb} при l_0/h							
			6	8	10	12	14	16	18	20
При отсутствии промежуточных стержней или при их площади менее $A_{s, \text{отп}}/3$	0	φ_b	0,93	0,92	0,91	0,89	0,89	0,88	0,86	0,84
		φ_{sb}	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
	0,5	φ_b	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
	1,0	φ_b	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,8	0,74
При площади сечения промежуточных стержней более $A_{s, \text{отп}}/3$	0	φ_b	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
		φ_{sb}	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	φ_b	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1,0	φ_b	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60
		φ_{sb}	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62

Примечания:

1. N_e – продольная сила от постоянных и длительных нагрузок, N – продольная сила от действия всех нагрузок.
2. $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s$, $\varphi \leq \varphi_{sb}$.
3. $\alpha_s = R_{sc} \mu / R_b$.
4. При $\alpha_s > 0,5$ принимать $\varphi = \varphi_{sb}$.

Учебное издание

Ласьков Николай Николаевич

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
СБОРНЫХ КОЛОННЫ И ФУНДАМЕНТА**

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 23.11.15. Формат 60x84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл. печ.л. 0,81. Уч.-изд. л.0,87. Тираж 80 экз.
Заказ № 420 .

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