

ИЗМЕНЕНИЕ № 1 к своду правил СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»

Утверждено и введено в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России) от _____ № _____

Дата введения _____

Элемент «Содержание» дополнить словами:

«Приложение М. Расчет конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном

Приложение П. Расстояния между температурно-усадочными швами».

Раздел 2 дополнить нормативными документами:

«ГОСТ 13840-68 Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия.»

ГОСТ Р 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 53772-2010 Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия.

ГОСТ 7348-81 Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия

Первый абзац п.5.2.1 изложить в новой редакции:

5.2.1 Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производят:

по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил) – по нелинейной деформационной модели. Для простых типов железобетонных конструкций (прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой,

расположенной у верхней и нижней граней сечения) допускается выполнять расчет по предельным усилиям;

по наклонным сечениям (при действии поперечных сил), по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание) – по предельным усилиям.

Третий и четвертый абзацы п. 6.1.1 изложить в следующей редакции:

- мелкозернистый средней плотности от 1800 до 2500 кг/м³ включительно;
- легкий средней плотности от 800 до 2000 кг/м³ включительно;

Табл.6.3 изложить в новой редакции:

Т а б л и ц а 6.3

Бетон	Марка бетона по морозостойкости
Тяжелый, напрягающий и мелкозернистый бетоны	По первому базовому методу: F ₁ 50, F ₁ 75, F ₁ 100, F ₁ 150, F ₁ 200, F ₁ 300, F ₁ 400, F ₁ 500, F ₁ 600, F ₁ 800, F ₁ 1000 По второму базовому методу: F ₂ 100, F ₂ 150, F ₂ 200, F ₂ 300, F ₂ 400, F ₂ 500
Легкий бетон	По первому базовому методу: F ₁ 50, F ₁ 75, F ₁ 100, F ₁ 150, F ₁ 200, F ₁ 300, F ₁ 400, F ₁ 500, F ₁ 600, F ₁ 800, F ₁ 1000
Поризованный бетон	По первому базовому методу: F ₁ 50, F ₁ 75, F ₁ 100, F ₁ 150, F ₁ 200, F ₁ 300, F ₁ 400, F ₁ 500
Ячеистый бетон	F15; F25; F35; F50; F75; F100

Седьмой абзац п. 6.2.4 изложить в новой редакции:

«- канатную 7-проволочную (К7, К7Т, К7О) классов К1400, К1450, К1500, К1550, К1650, К1750, К1850, К1900;»

Экспликацию формулы (6.10) изложить в новой редакции:

«где γ_s – коэффициент надежности по арматуре, принимаемый:

для предельных состояний первой группы равным 1,15- для арматуры классов А,

К1550 – К1900 и 1,20 – для арматуры классов В, В_р, К1400 – К1500;

для предельных состояний второй группы – равным 1,0.»

Табл.6.13 изложить в новой редакции:

«Т а б л и ц а 6.13

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6–40	240
A400	6–40	390
A500	6–40	500
A600	6–40	600
A800	10–40	800
A1000	10–40	1000
B500	3–16	500
B _p 500	3–5	500
B _p 1200	8	1200
B _p 1300	7	1300
B _p 1400	4; 5; 6	1400
B _p 1500	3	1500
B _p 1600	3–5	1600
K1400	15,2	1400
K1450	15,2	1450
K1500	6,2-12,4	1500
K1550	6,9-18,0	1550
K1650	6,9-15,7	1650
K1750	9,0; 9,3	1740
K1850	6,9	1840
K1900	6,9	1920

Табл.6.14 изложить в новой редакции:

«Т а б л и ц а 6.14

Класс арматуры	Значения расчетного сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	340	350

A500	435	435(400)
A600	520	470(400)
A800	695	500(400)
A1000	870	500(400)
B500	415	415(380)
B _p 500	415	390(360)
B _p 1200	1000	500(400)
B _p 1300	1100	500(400)
B _p 1400	1170	500(400)
B _p 1500	1250	500(400)
B _p 1600	1340	500(400)
K1400	1170	500(400)
K1450	1200	500(400)
K1500	1250	500(400)
K1550	1350	500(400)
K1650	1435	500(400)
K1750	1515	500 (400)
K1850	1600	500 (400)
K1900	1670	500 (400)
Примечание – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.		

Второй абзац п.8.1.1 изложить в новой редакции:

Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели согласно 8.1.20 – 8.1.30.

Допускается производить расчет на основе предельных усилий:

железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений согласно 8.1.4 – 8.1.16;

внецентренно сжатых элементов круглого и кольцевого поперечных сечений – по указаниям приложения Д.

Третий абзац п. 8.1.48 изложить в новой редакции:

«При расположении поперечной арматуры не равномерно по контуру расчетного поперечного сечения, а сосредоточенно у осей площадки передачи нагрузки (крестообразное расположение поперечной арматуры) значения q_{sw} определяют с учетом общей площади поперечной арматуры A_{sw} , расположенной по фактическим длинам участков расположения поперечной арматуры L_{swx} и L_{swy} по расчетному контуру продавливания (рисунок 8.11, г), периметр контура u принимают также по фактическим длинам участков расположения поперечной арматуры L_{swx} и L_{swy} »

Второй абзац п.8.2.6 изложить в новой редакции:

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

а) из условия обеспечения сохранности арматуры классов А240...А600, В500:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

классов А800, А1000, В_p1200-В_p1400, а также классов К1400, К1450, К1500, К1550, К1650 диаметром 12 мм и более:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

классов В_p1500, В_p1600, а также классов К1500, К1550, К1650, К1750, К1850, К1900 диаметром менее 12мм:

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.»

Первый абзац п.8.2.7 изложить в новой редакции:

«8.2.7 Расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных трещин.»

Пункт 9.2.1 дополнить предложением:

«Расчет конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, следует производить с учетом указаний приложения М».

Пункт 9.2.11. Формулу (9.21) изложить в новой редакции:

$$\ll x = \frac{N_p + R_s A_s \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b + \frac{2R_s A_s}{h_0(1 - \xi_R)}} \cdot \quad (9.21) \gg$$

Пункт 10.2.3 дополнить третьим абзацем:

«Расстояние между постоянными температурно-усадочными швами следует назначать с учетом указаний приложения П.»

Табл.10.1 изложить в новой редакции:

«Т а б л и ц а 10.1

№ п.п.	Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

5	В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки	70
---	---	----

Примечание: для монолитных фундаментов значения толщины защитного слоя бетона относятся только для нижней рабочей арматуры.

Третий абзац п.10.3.30 изложить в новой редакции:

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α_2 для растянутой арматуры принимают равным 1,2, а для сжатой арматуры – 0,9. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей арматуры периодического профиля должно быть не более 50 %, гладкой арматуры (с крюками или петлями) – не более 25 %;

усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры в свету не должно превышать $4 d_s$;

расстояние в свету между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2 d_s$ и не менее 30 мм.

Первый абзац п.10.4.14 изложить в новой редакции:

«10.4.14 В плоских фундаментных плитах и плитах перекрытий при высоте их сечения 1000 мм и более следует предусматривать конструктивное продольное армирование в виде сеток из арматурных стержней с площадью сечения не менее 0,05% от площади сечения бетона, принимаемой равной расстоянию между сетками по высоте на соответствующий в плане размер плиты. Шаг сеток конструктивного армирования по высоте принимают не более 800мм и не более 1/2 толщины плиты.»

Второй абзац п.12.3.1 изложить в новой редакции:

«На основе поверочных расчетов устанавливают пригодность конструкций к эксплуатации, необходимость их усиления, необходимость снижения эксплуатационной нагрузки или полную непригодность конструкций.»

Экспликацию формулы (И.10) дополнить пояснениями:

« A_{ef} - площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования;

s - расстояние между сетками косвенного армирования;»

Пункт И.3. Формулу (И.7) изложить в новой редакции:

$$R_{b,red} = R_b + \varphi\mu_{xy}R_{s,xy} \leq 2R_b \quad (\text{И.7})$$

Первый абзац п.И.4 изложить в новой редакции:

И.4 При использовании криволинейных диаграмм деформирования значения коэффициента ν_{bk} следует определять, используя зависимости (Г.2) – (Г.8), в которых вместо характеристик бетона $\hat{\sigma}_b$ и $\hat{\epsilon}_b$ следует использовать характеристики бетона с косвенным армированием $R_{b,red}$ и $\epsilon_{b0,red}$, а значение параметра ν_0 для восходящей ветви диаграммы осевого сжатия бетона следует принимать равным значению, вычисленному по формуле

Свод правил дополнить приложением М:

«Приложение М

Расчет конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном

М.1 Для конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, следует принимать бетоны классов по прочности на сжатие не ниже В30, а в качестве напрягаемой арматуры следует применять стальные канаты (ГОСТ 53772, ГОСТ 13840-68).

Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия) следует назначать не менее 70 % принятого класса бетона по прочности на сжатие.

М.2 Расчет конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, следует производить по указаниям раздела 9 с учетом дополнительных указаний М.3– М.7.

М.3 Потери предварительного напряжения в стальных канатах следует определять по указаниям 9.1 с учетом М.4, М.5.

Допускается потери от релаксации напряжений стабилизированных канатов (ГОСТ 53772) $\Delta\sigma_{sp1}$ при механическом способе их натяжения определять по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 1,5 \cdot r \cdot \sigma_{sp} \quad (\text{М.1})$$

где r – показатель релаксации, который принимают равным значению релаксации, полученному по данным завода-изготовителя при начальной нагрузке 70% от фактического разрывного усилия в течение времени действия нагрузки в 1000 часов и температуре +20°C.

При отсутствии данных заводов-изготовителей показатель релаксации принимают в расчетах равным 2,5% при $\sigma_{sp} = 0,8R_{sn}$, 1% - при $\sigma_{sp} = 0,7R_{sn}$ и по линейной интерполяции для промежуточных значений σ_{sp} .

М.4 При криволинейном расположении напрягаемой арматуры вдоль длины конструкции для определения сжимающих напряжений σ_{bpj} в формуле (9.9) конструкцию разбивают на i отдельных участков. Для каждого i -го участка сжимающие

напряжения в бетоне на уровне рассматриваемой арматуры определяют по правилам расчета упругих материалов и значение σ_{bpj} принимают как среднее арифметическое напряжений во всех рассматриваемых участках

$$\Delta\sigma_{bpj} = \frac{\sum \sigma_{bi} \cdot l_i}{L} \quad (M.2)$$

где σ_{bi} – напряжение в бетоне на участке i , определяемое по среднему сечению этого участка;

l_i – длина участка i ;

L – полная длина конструкции в пределах рассматриваемой арматуры.

Допускается при криволинейном расположением напрягаемой арматуры по длине конструкции расчет потерь от ползучести бетона производить по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{cp} \cdot E_{sp}, \quad (M.3)$$

где ε_{cp} - относительное укорочение бетона на уровне напрягаемой арматуры, расположенной в середине высоты поперечного сечения. Значение ε_{cp} определяют по формуле:

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bp}}{E_{bp}}, \quad (M.4)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п. 6.1.16.

М.5 При одновременном натяжении канатов (или их групп) следует учитывать изменение (снижение или повышение) напряжений в уже натянутых канатах вследствие обжатия бетона усилиями натяжения следующих канатов.

Приращение напряжения в каждом канате (или группе) принимают равным

$$\Delta\sigma_s = \sum \Delta\sigma_{si} = \sum \frac{\Delta\sigma_{bi} \cdot E_s}{E_{bp}}, \quad (M.5)$$

где $\Delta\sigma_{bi}$ – среднее напряжение в бетоне на участке длины рассматриваемого уже натянутого каната на уровне его центра тяжести от силы натяжения каждой i -ой группы канатов, натягиваемых позже. Напряжения в канатах этих групп принимают за вычетом первых потерь.

Найденные значения $\Delta\sigma_s$ следует учитывать при назначении контролируемого напряжения для каждой группы неодновременно натягиваемых канатов на бетон.

Допускается потери предварительного напряжения от обжатия бетона при одновременном натяжении канатов определять по формуле:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_b \cdot E_{sp}, \quad (\text{M.6})$$

где ε_b – усредненная деформация укорочения бетона

$$\varepsilon_b = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{P}{A_b \cdot E_{bp}}, \quad (\text{M.7})$$

E_{sp} – модуль упругости предварительно напряженной арматуры;

n – см. 9.1.5;

E_{bp} – начальный модуль упругости бетона, отвечающий передаточной прочности бетона;

A_b - площадь обжимаемого бетонного сечения за вычетом площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры;

P - действующее в сечении сжимающее усилие от натяжения.

М.6 Расчет по прочности нормальных сечений элементов в стадии эксплуатации по предельным усилиям следует производить согласно указаниям 9.2.7.

М.7 Расчет по прочности нормальных сечений элементов в стадии предварительного обжатия по предельным усилиям следует производить согласно указаниям 9.2.10 - 9.2.12 с учетом $A'_{sp} = 0$.

Свод правил дополнить приложением П:

**«Приложение П
Расстояния между температурно-усадочными швами**

П.1 Расстояния между температурно-усадочными швами следует устанавливать расчетом. Допускается расчет не производить, если при расчетной температуре наружного воздуха минус 40°C и выше расстояние между температурно-усадочными швами не превышает значений, приведенных в табл. П.1.

Т а б л и ц а П.1

Конструкции	Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций, находящихся		
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	внутри неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
Бетонные:	40	35	30
а) сборные			
б) монолитные:			
при конструктивном армировании	30	25	20
без конструктивного армирования	20	25	10
Железобетонные:			
а) сборные каркасные:			
одноэтажные	72	60	48
многоэтажные	60	50	40
б) сборно-монолитные и монолитные:			
каркасные	50	40	30
сплошные	40	30	25

П р и м е ч а н и е. Для железобетонных каркасных зданий значения расстояния между температурно-усадочными швами установлены при отсутствии связей или расположении связей в середине температурного блока.

П.2 Для каркасных зданий и сооружений без мостовых кранов при наличии в рассматриваемом направлении связей (диафрагм жесткости) значения, указанные в табл. П.1, допускается умножать на коэффициент, равный:

П.1, допускается умножать на коэффициент, равный:

$$\delta = \delta_{\Delta t} \cdot \delta_l \cdot \delta_{\varphi} \geq 1, \quad (\text{П.1})$$

где $\delta_{\Delta t}$ – коэффициент, принимаемый равным

- для отапливаемых зданий

$$\delta_{\Delta t} = \frac{1}{\Delta t_w + \varepsilon \cdot 10^5}, \quad (\text{П.2})$$

- для неотапливаемых зданий и сооружений

$$\delta_{\Delta t} = \frac{60}{\Delta t_c}, \quad (\text{П.3})$$

здесь Δt_w и Δt_c – расчетные значения изменения температуры (°C), определяемые по СП 20.13330;

ε – относительное удлинение горизонтальных элементов от действия вертикальных нагрузок, которое допускается принимать равным $\varepsilon = 1 \cdot 10^{-4}$ – для железобетонных элементов и $\varepsilon = 3 \cdot 10^{-4}$ – для стальных элементов;

$$\delta_l = \frac{l}{9h}, \quad (\text{П.4})$$

здесь l – длина колонны между точками закрепления;

h – высота сечения колонны в рассматриваемом направлении;

$$\delta_{\varphi} = 0,4 + 0,01\varphi_{ext} \leq 1, \quad (\text{П.5})$$

здесь φ_{ext} – влажность наружного воздуха (%) в наиболее жаркий месяц года, принимаемая по СП 131.13330.

При учете коэффициента δ расстояния между температурно-усадочными швами должны быть не более 150 м для отапливаемых зданий из сборных конструкций, 90 м – для отапливаемых зданий из сборно-монолитных и монолитных конструкций; для

неотапливаемых зданий и сооружений указанные значения следует принимать равными 120 м и 72 м соответственно.»

СП 63.13330

УДК 624.012.3/4(0.83.13)

ОКС 91.080.40

Ключевые слова: железобетонные конструкции, канатная арматура, предварительное напряжение, натяжение на бетон, расчет по прочности, температурно-усадочные швы.

Руководитель организации-разработчика

АО «НИЦ Строительство»:

Заместитель генерального директора
По научной работе, д.т.н.

А.И. Звездов

Руководитель разработки:

Директор НИИЖБ
АО НИЦ «Строительство», д.т.н.

А.Н. Давидюк

Исполнители:

главный научный сотрудник, д.т.н.
зав.лабораторией №1, к.т.н.

Т.А.Мухамедиев

С.А. Зенин